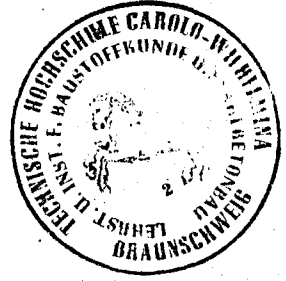


INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG

30-0170/001

~~VI 184-1~~

30-0170/001



Abschlußbericht zum Forschungsauftrag

K i p p v e r s u c h e
an zwei schlanken Spannbetonträgern

Bericht erstattet von

Dr.-Ing. Dieter Frenzel, Frankfurt

Dr.-Ing. Kamal Rafla †, Braunschweig

Bericht über gemeinsame Untersuchungen der Firma Hochtief AG (Fertigteilwerk Liebenau/Hauptverwaltung Frankfurt) und des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, die mit Unterstützung der Deutschen Forschungsgemeinschaft - Ko 204/25 - durchgeführt wurden.

Braunschweig, im Juni 1975.

N 624.012.46 : 624.072.2 : 624.075.3

Kippversuche an zwei schlanken Spannbetonträgern

Dr.-Ing. Dieter Frenzel, Frankfurt und Dr.-Ing. Kamal Rafla†, Braunschweig

1. Vorbemerkung

Die Entwicklung der Spannbetonbauweise einerseits und die wachsende Industrialisierung des Bauens andererseits führen in zunehmendem Maße zur Verwendung schlanker, vorgefertigter Spannbetonbinder. Tragwerke dieser Art können weit vor dem Erreichen ihrer Biegetragfähigkeit unangekündigt durch Kippen versagen.

Experimentelle Untersuchungen an kippgefährdeten Spannbetonbalken liegen nach Kenntnis der Verfasser weder in Deutschland noch im Ausland vor. Die neueren theoretischen Arbeiten [1, 2, 3] verdeutlichen, daß die Kippsicherheit infolge Rißbildung im Zustand II erheblich abgemindert wird gegenüber einer Betrachtung im Zustand I.

Durch ein Entgegenkommen der Firma Hochtief AG war erstmals die Gelegenheit gegeben, diese Erkenntnisse experimentell zu überprüfen: Aus einem abgeschlossenen Bauvorhaben waren zwei extrem schlanke satteldachförmige Spannbetonträger übriggeblieben, die für Kippversuche zur Verfügung gestellt wurden. Über den Aufbau und den Verlauf dieser Versuche sowie über deren Ergebnisse und einen Vergleich mit rechnerisch ermittelten Kipplasten wird im folgenden berichtet.

Die Versuche wurden gemeinsam mit dem Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig (Prof. Dr. Kordina) im Fertigteilwerk Liebenau der Firma Hochtief AG im Sommer 1973 durchgeführt. Die Deutsche Forschungsgemeinschaft gewährte dankenswerterweise eine finanzielle Unterstützung.

2. Beschreibung der Versuchsträger

Zur Prüfung standen zwei Spannbetonträger zur Verfügung. Sie besaßen gleiche Form, Abmessung und Bewehrung. Die satteldachförmigen Träger hatten eine Gesamtlänge von je 26,80 m. Die Querschnittshöhe betrug in Balkenmitte 2,30 m und fiel mit einer Neigung von 13% zu den Enden auf eine Höhe von 0,53 m ab (Bild 1).

Bild 2 zeigt den Regelquerschnitt. Die Balkenenden waren auf eine Länge von 3,30 m als volle Rechteckquerschnitte ausgebildet. Im Abstand von 10,40 m von den Trägerenden befand sich eine angeformte Aussteifung. Der Berechnung der 12,5 to schweren Träger wurde die frühere Betongüteklasse B 600 zugrundegelegt. Die Vorspannung erfolgte im Spannbett mit St 145/160 Sigma Oval 40. Im Untergurt lagen 38 Spanndrähte, bei einigen wurde die Verbundlänge durch aufgezoogene Kunststoffschläuche an den Balkenenden verkürzt. Die Drähte wurden im Spannbett mit 9000 kp/cm^2 vorgespannt. Im Obergurt wurden 3 Drähte angeordnet und mit 6000 kp/cm^2 vorgespannt. Die übrige schlaffe Bewehrung bestand aus Bst 42/50. Als Verbügelung wurden die Durchmesser 6, 8 und 10 in Abständen zwischen 5 und 30 cm eingebaut. Von der Herstellung bis zur Durchführung der Versuche im Sommer 1973 wurden die Träger im Freien gelagert. Ihr Alter betrug 9 Monate.

Trotz sorgfältiger Ausführung der Binder sind Abweichungen von den Sollabmessungen bei Bauteilen dieser Größe unvermeidlich. Deshalb wurden jeweils vor Versuchsbeginn diese Maßabweichungen festgestellt. Sie sind in den Bildern 22.2 und 23.2 dargestellt.

Zur Bestimmung der Druckfestigkeit des Betons wurden nach Beendigung der Versuche vier Bohrkerne von jedem Träger entnommen. Die Entnahmestellen lagen im Bereich der aufgetretenen Brüche.

Die Prüfung der Bohrkerne auf ihre Druckfestigkeit ergab für den 1. Versuchsträger eine mittlere Würfelfestigkeit von $\beta_w = 837 \text{ kp/cm}^2$ und für den 2. Versuchsträger eine Festigkeit von $\beta_w = 715 \text{ kp/cm}^2$.

3. Zur Problematik von Großversuchen am Beispiel der vorgenommenen Versuche

Zur Zeit der Produktion dieser Träger war eine Verwendung für Versuchszwecke noch nicht zu berücksichtigen. Deshalb waren im vorliegenden Fall auch nicht die sonst üblichen Vorkehrungen getroffen worden. Von vornherein mußte eine Versuchsdurchführung in einer Versuchsanstalt ausgeschlossen werden, weil

keine der in der Nähe des Hochtief-Werkes Liebenau gelegenen Anstalt über entsprechende Freiflächen, Hebemöglichkeiten und Belastungsvorrichtungen verfügte und außerdem ein Transport zusätzliche Kosten und Risiken ergeben hätte. Deshalb entschloß man sich für eine Durchführung im Fertigteilwerk. Zunächst mußte eine geeignete Belastungsvorrichtung entworfen werden, die wegen ihrer außergewöhnlichen Bedingungen im folgenden erläutert wird.

Die untersuchten Träger gehören zu einer Serie von Dachbindern mit einer gleichförmigen Streckenlast. Das Aufbringen und schrittweise Steigern einer Streckenlast ist bei Modell- und Großversuchen technisch immer schwierig. Die an den Stellen $x_1 = 0,4 L$ und $x_2 = 0,6 L$ angeformte vertikale Stegaussteifungen boten sich für die Eintragung von Einzellasten an. Damit war die für die Biegeversuche übliche Belastung mit einer Einzellast in Trägermitte und deren Verteilung auf zwei Einzelpunkte über einen Verteilungsbalken I PB 550 von 6,00 m Spannweite gegeben (Bild 3).

Die Eintragung der Einzellast erfolgte über eine hydraulische Presse von 50 t Tragkraft mit einem max. Kolbenhub von 250 mm. Im Versuch zeigte sich, daß dieser Kolbenweg bis zu 200 mm in Anspruch genommen wurde. Er setzt sich etwa je zur Hälfte aus der Verformung der Belastungsvorrichtung und der Durchbiegung des Spannbetonträgers zusammen.

Die hydraulisch erzeugte Einzellast mußte in etwa 4,50 m Höhe über Terrain aufgebracht werden und bedurfte naturgemäß einer entsprechenden Verankerung.

Im vorliegenden Falle bot sich hierfür die Benutzung einer vorhandenen schweren Kranbahn auf dem Lagerplatz des Werkes an: Die im Versuch benötigte Einzellast wurde gegen die Unterkante eines Kranbahnträgers abgestützt. Gleichzeitig wurde als Gegengewicht der mit den vorhandenen Eichgewichten von insgesamt 54 t belastete Laufkran in ungünstiger Laststellung über der Lasteintragungsstelle platziert (Bild 6 a). Die schlagartige Entlastung beim explosionsartigen Bruch beider Versuchsträger verursachte in der Krananlage keinesprübaren Schwingungen oder ähnliche Nebenwirkungen.

Im Versuchszeitraum herrschte ein ausgeglichenes ruhiges und trockenes Frühsommerwetter. Das begünstigte den uneingeschränkten Einsatz sonst nur im Labor benutzter mechanischer und elektronischer Meßinstrumente.

4. Die Versuchsanlage

4.1 Lastübertragung

Die Lastübertragungsvorrichtung mußte die Richtungstreue der aufgebrachten Vertikalbelastung sicherstellen. Insbesondere durften keine Horizontalkräfte als Komponenten einer möglicherweise schiefgestellten Lastübertragungsvorrichtung entstehen. Diese Forderung konnte mit der in den Bildern 3 und 6 dargestellten Mechanik dreier ineinanderliegenden Rahmen bzw. Gelenkvierecke erzielt werden. Die aufgebrachte Last gelangt über den oberen Riegel, die Stiele und den unteren Riegel des Rahmens II in einer Zugstange, die die unteren Riegel der Rahmen I und II verbindet. Aus dem untersten Riegel des innersten Rahmens I wird die eingeleitete Kraft auf die beiden Zugstangen $\varnothing 18,7$ bzw. $\varnothing 26$ im 2. Versuch aus St 85/105 übertragen und in das obere Joch des inneren Riegels geleitet. Von diesem wird die Last über ein Schneidenlager (Bild 5) auf den Obergurt des Trägers übertragen. Der Rahmen II wird durch den äußeren Rahmen III stabilisiert und horizontal gestützt. Die vertikale Verschieblichkeit zwischen den Rahmen II und III war durch geschmierte Gleitlager (Stahl-Fett-Holz) nahezu reibungsfrei gegeben.

Damit war sichergestellt, daß der innere Rahmen I jeder seitlichen Ausweichung des Trägers folgen konnte, bei gleichzeitiger Beibehaltung der richtungstreuen vertikalen Krafteinleitung.

Mit einer Fangvorrichtung in Trägermitte wurde dafür gesorgt, daß der Träger im ausgekippten Zustand nicht umfallen und damit die Versuchsanlage beschädigen konnte.

4.2 Auflager

Die Träger wurden auf Einzelfundamenten mit Gabellagerungen statisch bestimmt aufgelagert. Die Auflagerverdrehung in der Balkenebene (Lasteintragungsebene) war nicht behindert (Bilder 4 und 7). Am festen Auflager wurde der Versuch

unternommen, die auftretenden Gabellagerkräfte quer zur Trägerachse mit eingebauten Zugstangen in Höhe des Trägerobergurtes zu messen.

Zu diesem Zweck erfolgte die obere Gabelhalterung durch zwei Zugstangen, die jeweils zwischen einem Gabellagerträger und einer stählernen Hilfszange gespannt waren. Lose eingelegte Holzstücke zwischen Versuchsträger und Stahlprofil gaben dem Träger gegenüber den Zugstangen eine absichtlich weiche Halterung. Sie dienten als Sicherung beim vorzeitigen Versagen der Zugstangen. Leider sind die damit gewonnenen Meßwerte für Rückschlüsse auf die Gabelkräfte ohne weiteres nicht verwertbar: Infolge Auflagerverdrehung der Versuchsträger durch Biegung wurden auch die Zugstangen in ihrer horizontalen Lage verdreht. Die Längung der Zugstangen beinhaltet deshalb sowohl die Gabelkräfte als auch den Verschiebungsweg des Obergurtes am Auflager in Trägerlängsrichtung infolge Auflagerverdrehung.

4.3 Dokumentation

Zur Dokumentation des Versuchsablaufes wurden in der Trägerlängsachse sowie in seitlicher Stellung bis zu 3 Filmkameras 16 mm platziert, um die Verformungszustände und vor allem den Kippvorgang zu erfassen. Außerdem wurden Einzelaufnahmen mit einer motorgetriebenen Kleinbildkamera gemacht. Das Kippen erfolgte ohne Vorankündigung in Bruchteilen von Sekunden. Da die das Kippen auslösende Laststufe und die Kipprichtung im voraus nicht exakt festgelegt werden konnte, kam es auf die Reaktionsschnelligkeit der Kameralleute an und damit auf eine Portion Glück. Die Aufnahmen wurden mit der höchstmöglichen Laufgeschwindigkeit von 80 Bildern/sec. vorgenommen, so daß die kritischen Phasen, insbesondere die Rißentwicklung ausreichend genau erfaßt werden konnte. Allein die Filmaufnahmen ermöglichten es, Beginn und Verlauf des Bruches festzustellen (s. Abschnitt 5.5).

5. Meßprogramm

5.1 Meßtechnische Vorbereitungen der Versuchsträger

Für die Durchführung der Dehnungsmessungen am Beton wurden die Betonoberfläche

an den vorgesehenen Meßstellen geschliffen, um eine einwandfreie Haftung der Dehnmeßstreifen (DMS) zu gewährleisten.

Zur Dehnungsmessung am Spannstahl wurden die beiden im Untergurt außen in der untersten Lage liegenden Spannstähle ausgewählt. An den vorgesehenen Meßstellen wurde die Betonüberdeckung entfernt. Anschließend wurden der freigelegte Spannstahl plangeschliffen und DMS mit 3 mm Meßlänge angebracht.

Zur Ermittlung von Betondehnungen wurden DMS mit 150 mm Meßlänge gewählt.

Die für die Durchbiegungs- und Auslenkungsmessung verwendeten Meßuhren bzw. Meßräder (Meßteilung 0,001 bzw. 0,1 mm) wurden an Stativen befestigt. Zwischen der hydraulischen Presse und der Belastungsvorrichtung wurde eine Druckmeßdose angeordnet. Damit konnte die jeweils aufgebrachte Last kontrolliert werden.

5.2 Anordnung der Meßstellen

Die gewählten Meßstellen (Schnitt a-a bis l - l) sind in Bild 8 angegeben.

Beim 2. Versuch wurden die Achsen d-d und j-j jeweils um 40 cm zu den Balkenenden hin verschoben.

Zur Messung der Betondehnung sind am Binderobergurt, 3 cm unter der Oberkante, beidseitig in den Schnitten a-a, b-b, c-c, d-d, h-h, k-k und l-l DMS angeordnet worden. (s. Bild 8).

Die Dehnungsmeßstellen am Spannstahl la gen beidseitig am Binderuntergurt in den Schnitten c-c, d-d, h-h und j-j.

Zur Kontrolle einer gleichmäßigen Lasteintragung über die Zugstangen der Belastungsvorrichtung auf den Träger waren Meßstellen an den Zugstangen angeordnet. Am südlichen Auflager waren zur Ermittlung der horizontalen Haltekräfte an jeder der beiden Verankerungsstangen zwei DMS angebracht.

Für die Ermittlung der Durchbiegung des Versuchsträgers waren am Untergurt fünf Meßpunkte festgelegt (Schnitte c-c, d-d, g-g, j-j und k-k).

Zur Bestimmung der seitlichen Auslenkung des 1. Versuchsträgers unter Lasteinwirkung wurden die Meßräder in den Schnitten e-e, f-f und i-i angebracht.

Beim 2. Versuch wurde die seitliche Auslenkung in den Schnitten c-c, d-d, g-g, j-j und k-k gemessen.

Insgesamt bestanden folgende Meßstellen:

Tabelle I

	1. Versuch	2. Versuch
Dehnungsmessung am Beton	16	16
Dehnungsmessung am Spannstahl	10	10
Dehnungsmessung an den Zugstangen der Belastungsvorrichtung	4	8
Dehnungsmessung an den Auflagerverankerungsstangen	4	4
Durchbiegungsmessung	5	5
Auslenkungsmessung	11	10
Druckmeßdose zur Überwachung der Belastungshöhe	1	1

5.3 Versuchsablauf

Zur Zeit der Durchführung herrschte trockenes, nahezu windstilles, leicht bewölkt bis heiteres Wetter mit Temperaturen um 20° C. Die Binder standen etwa in Nord-Südrichtung. Eine einseitige Erwärmung durch die Sonne und eine entsprechende seitliche Verformung während der Meßarbeiten konnte damit weitgehend ausgeschlossen werden. Zuerst erfolgte die Ablesung sämtlicher Meßstellen für den Lastfall Eigengewicht als "Nullmessung".

Mittels einer Handdruckpumpe wurde die Belastung der Versuchskörper stufenweise aufgebracht. Die Kontrolle über die zwischengeschaltete Kraftmeßdose bot die Gewähr, daß die angegebene Belastung auch tatsächlich für die gesamte Dauer einer jeden Laststufe gehalten wurde.

Die Kippversuche am 1. Träger erstreckten sich über zwei Tage. Nachdem die Last um jeweils 5,0 Mp auf 35,0 Mp gesteigert worden war, mußte der Versuch mangels ausreichender Lichtverhältnisse für die Filmarbeiten unterbrochen werden. Anschließend wurde der Versuchsbalken entlastet und am nächsten Tag mit einer neuen Nullmessung begonnen. Messungen wurden bei den Laststufen 20,0 MP, 35,0 Mp, 40,0 Mp und 45,0 Mp vorgenommen.

Während der Steigerung der Last auf 50,0 Mp brach der Träger unter 47,6 Mp. Bei dem Versuch mit dem 2. Träger erfolgte die Laststeigerung in den Stufen 10,0-20, 0-25,0-30,0-35,0-40,0 Mp. Bei der Laststufe 45,0 Mp trat eine Störung an der Belastungsvorrichtung auf, bevor mit dem Ablesen der Meßgeräte begonnen werden konnte. Der Binder wurde deshalb vorsorglich entlastet. Nach Behebung dieser Störung wurde anschließend die Belastung kontinuierlich auf 40,0 Mp erhöht. Die Dehnungsmessungen bei dieser Laststufe wurden ebenfalls ausgeführt. Als erneut auf 45,0 Mp belastet werden sollte, brach der Träger unter einer Last von 42,2 Mp.

5.4 Rißentwicklung und Bruch der Versuchsträger

An den beiden Trägern konnten bis zu einer Belastung von 30,0 Mp keine Biegezugrisse festgestellt werden. Erst nach dieser Laststufe begannen sich Risse auszubilden. Ihr Verlauf wurde auf den Trägern markiert (Bild 9). Der Bruch trat beim 1. Träger unter einer Last von $2 P = 47,6 \text{ Mp}$ ein. Es war dabei deutlich zu beobachten, daß der Träger erst seitlich auszuweichen begann und dann explosionsartig brach.

Die Bilder 10.1 bis 10.6 zeigen eine Bildfolge einer in Trägerlängsrichtung orientierten Filmkamera. Im Vordergrund befindet sich ein Gabellager, im Hintergrund die Belastungsvorrichtung. Man erkennt deutlich die starke seitliche Verformung des Obergurtes. Bild 10.2 zeigt den Bruchbeginn, die folgenden die komplette Zertrümmerung im Bruchbereich.

Die Bilder 11.1 bis 11.8 zeigen eine Bildfolge von einem seitlichen Standpunkt aus. Im Bild 11.2 ist der Beginn des Stauchungsbruches an der hinteren (östlichen) Obergurtkante bereits zu erkennen, im nächsten Bild 11.3 sehr deutlich. Man beachte, daß die vordere (westliche) Obergurtkante in dieser Phase der Bruchent -

wicklung noch unversehrt ist. Die folgenden Bilder vermitteln einen Eindruck vom Fortschreiten des Risses im Stegbereich und der explosionsartigen Zerstörung.

Die Bildfolge umfaßt einen Zeitraum von etwa $1/7$ Sekunde.

Die unter 45° verlaufende Bruchfläche schneidet in einer Entfernung von etwa 5,30 m - vom südlichen Auflager gemessen - den Binderobergurt bzw. in etwa 6,50 m Entfernung den Binderuntergurt (Bild 9). Bruchstelle und Bruchrichtung waren durch Anrisse nicht angekündigt worden. Die Bruchrichtung verläuft nahezu senkrecht zu den an dieser Stelle vorher aufgetretenen Biegezugrissen.

Beim Versuch mit dem 2. Träger trat der Bruch unter einer Last von $2 P = 42,2 \text{ Mp}$ ein, obwohl er die Laststufe 45,0 schon kurzzeitig vorher ertragen hatte.

Unmittelbar vor dem Bruch wich der Träger seitlich aus, jedoch nicht so stark wie der 1. Träger .

Der Bruch erfolgte ebenfalls schlagartig. Im Gegensatz zum 1. Versuch bildete sich eine vertikale Bruchzone im Abstand von 4,30 m vom südlichen Balkenende aus (Bild 12).

6. Darstellung der Meßergebnisse

6.1 Gemessene Verformungen am Beton

6.1.1 1. Versuchsträger

In den Bildern 13.1 und 13.2 sind die gemessenen Betonstauchungen für die Laststufen 15 Mp, 30 Mp und 45 Mp aufgetragen.

Aus diesen Darstellungen ist zu erkennen, daß die Betonstauchungen der östlichen Obergurtseite größer ausfielen als die der westlichen Seite.

Während sich die Betonstauchungen der östlichen Obergurtseite in den Achsen b-b und c-c mit steigender Belastung vergrößerten, nahmen die entsprechenden Werte auf der westlichen Seite zunächst bis zu einer Lasthöhe von 35 Mp zu, dann fielen sie mit steigender Belastung ab. Die in den Achsen b-b und c-c sowie k-k und l-l aufgetretene Verringerung der Betonstauchungen auf der westlichen Obergurtseite gegenüber der anderen Seite konnte im mittleren Trägerbereich nicht festgestellt werden.

6.1.2 2. Versuchsträger

Wegen der bereits unter Abschnitt 5.4 erwähnten Störung im Versuchsablauf, konnten die Verformungen nur bis zu einer Belastung von 40 Mp registriert werden.

Nach den Bildern 14.1 und 14.2 zeigen die symmetrisch zur Balkenmitte liegenden Meßstellen im Unterschied zum 1. Versuch annähernd gleiche Dehnungen sowohl für die westliche als auch die östliche Obergurtseite.

Eine stärkere Betonstauchung einer Obergurtseite bildete sich beim 2. Versuch mit Ausnahme in den Schnitten b-b und l-l nicht aus. Die lineare Zunahme der Betonstauchung ist für diese an der westlichen Obergurtseite bis zur Laststufe 30 Mp zu beachten.

Die maximal gemessene Betonstauchung beträgt $\epsilon = 0,90 \text{ o/oo}$ beidseitig des Obergurtes im Schnitt c-c bei einer Belastung von 40 Mp.

6.2 Gemessene Verformung am Spannstahl

6.2.1 1. Versuchsträger

Die Bilder 15.1 und 15.2 zeigen die Belastungs-Dehnungsdiagramme der beiden äußersten unteren Spannstähle des Untergurtes, die Bilder 16.1 und 16.2 den Dehnungsverlauf dieser Stähle über die Balkenlänge für die Laststufen 20, 30 und 40 Mp.

Aus diesen Bildern ist der lineare Zusammenhang zwischen Dehnung und Belastung bei allen Meßstellen eindeutig zu erkennen.

Die Spannstahldehnungen der zugehörigen Meßstellen der westlichen und östlichen Untergurtseite sind annähernd gleich, bis auf die beiden Meßstellen in der Trägermitte (· Schnitt h-h). Hier weist der Spannstahl an der östlichen Seite eine um $\epsilon = 0,65 \text{ o/oo}$ höhere Dehnung auf als an der westlichen Untergurtseite. Die höchste Spannstahldehnung wurde unter 45 Mp Belastung an der westlichen Untergurtseite bei den Querschnitten c-c und d-d mit $\epsilon = 2,18 \text{ o/oo}$ gemessen. Unter gleicher Belastung konnte die niedrigste Dehnung des Spannstahls mit $\epsilon = 1,45 \text{ o/oo}$ an der westlichen Untergurtseite in Balkenmitte festgestellt werden.

6.2.2 2. Versuchsträger

Analog zum 1. Versuch sind die Spannstahldehnungen in den Bildern 17.1 und 17.2 dargestellt.

Im Gegensatz zum 1. Versuch weichen die gemessenen Dehnungen auf einer Untergurtseite von den zugehörigen Werten der anderen Seite ab. Am stärksten ist die Abweichung in den Schnitten h-h und j-j mit $\Delta \varepsilon = \text{ca. } 0,35 \text{ o/oo}$ bei einer Belastung von 40 Mp. Unter dieser Last betrug die maximal gemessene Spannstahldehnung an der westlichen Untergurtseite in den Querschnitten d-d und j-j ca. 2 o/oo.

Die Bilder 18.1 und 18.2 stellen den Verlauf der Spannstahldehnung über die Balkenlänge für die Laststufen 20 Mp, 30 Mp und 40 Mp dar. Sie zeigen ein querschnittsbedingtes Abfallen der Dehnung des Spannstahles in Balkenmitte, das etwas stärker als beim 1. Versuch ausgeprägt ist.

6.3 Gegenüberstellung von Betonstauchungen und Spannstahldehnungen

In den Bildern 19.1 und 19.2 sind die gemessenen Verformungen am Beton und am Spannstahl für die Laststufen 30 Mp und 40 Mp für 5 Querschnitte anschaulich zusammengestellt. Während bei der Laststufe 30 Mp die Formänderungen an den beiden Seitenflanken noch etwa gleichgroß sind, ergeben sich kurz vor dem Versagen bereits stark unterschiedliche Werte.

6.4 Meßergebnisse an der Verankerungsvorrichtung

6.4.1 1. Versuchsträger

Um die infolge des Auslenkens des Binders auftretenden seitlichen Haltekräfte bestimmen zu können, wurden die Verformungen der Verankerungsstangen am südlichen Auflager gemessen. Bild 20.1 zeigt den Verlauf der gemessenen Dehnungen in Abhängigkeit von der Belastung. Die Meßwerte weisen relativ große Streuungen auf.

Der Mittelwert der zugehörigen Meßstellen 27 und 28 zeigt eine Dehnung an, während die Meßstellen 29 und 30 an der anderen Verankerungsstange fast spannungslos geblieben sind.

Diese Zusammenhänge treten deutlich bei den am 2. Tag durchgeführten Messungen in Erscheinung.

6.4.2 2. Versuchsträger

Analog zum 1. Versuch sind die entsprechenden Meßergebnisse im Bild 20.2 dargestellt. Auffallend ist die geringere Streuung der Verformung gegenüber dem 1. Versuch. Die absolut gemessenen Werte sind bei diesem Versuch wesentlich kleiner ausgefallen als beim 1. Versuch. Dies ist zurückzuführen auf die geringere Maßabweichung des 2. Versuchsträgers.

6.4.3 Gültigkeitsbereich

Die gemessenen Dehnungen der Haltestangen sowie ihr Einschnürungsbruch beim Bruch der Träger rührt mit Sicherheit nicht allein von den entsprechenden horizontalen Gabelkräften her, vielmehr von ihrer Längung infolge der Auflagerverdrehung infolge vertikaler Durchbiegung - insbesondere bei Eintritt des Bruches. Die verwendete Versuchsanordnung erlaubte nicht die explizite Messung der horizontalen Gabelkräfte bis zum Bruch, doch geben die gewonnenen Meßwerte immerhin einen Eindruck von der Größe der Gabelkräfte im Gebrauchszustand.

6.5 Trägerdurchbiegung

6.5.1 1. Versuchsträger

Im Bild 21.1 ist die Abhängigkeit der Durchbiegung von der Belastung dargestellt. Die symmetrisch zur Balkenmitte liegenden Meßstellen zeigen jeweils die gleiche Durchbiegung. Die Durchbiegung wurde bis zur Laststufe 40 Mp gemessen. Bei dieser Belastung betrug die max. Durchbiegung in Trägermitte 9,3 cm.

6.5.2 2. Versuchsträger

Für diesen Versuch sind in Bild 21.2 die Ergebnisse der Durchbiegungsmessung dargestellt.

Abweichend zum 1. Versuch zeigen die symmetrisch zur Balkenmitte liegenden Meßstellen ungleiche Durchbiegungen.

Bei 40 Mp Belastung betrug die max. Durchbiegung in Trägermitte 9,8 cm.

6.6 Seitliche Trägersauslenkung

6.6.1 1. Versuchsträger

Im Bild 22.1 sind die gemessenen Auslenkungen des Ober- bzw. Untergurtes in den Schnitten e-e, f-f und j-j in Abhängigkeit von der Belastung aufgetragen. Die dargestellten Meßwerte sind auf die vorverformte Ausgangslage bezogen. Im Bild 22.2 ist die Gesamtauslenkung für die jeweiligen Meßachsen angegeben. Hierbei wurden die gemessenen Vorverformungen berücksichtigt. Aus diesem Bild geht hervor, daß unter einer Last von 35 Mp die Auslenkung des Obergurtes in Balkenmitte, einschließlich der Lotabweichung des Obergurtes (Vorverformung), $6,3 \text{ cm} = \frac{1}{425} L$ beträgt.

Erwartungsgemäß wich der Untergurt wesentlich weniger aus (ca. 2 cm). Nachdem die höchste Laststufe erreicht war, nahm die Auslenkung bis zum plötzlichen Bruch stark zu. Eine Messung war in dieser Phase nicht mehr möglich.

6.6.2 2. Versuchsträger

Analog zum 1. Versuch sind die Meßwerte für die Auslenkung des Ober- und Untergurtes in den Bildern 23.1 und 23.2 dargestellt. Beim 2. Versuch konnte die Auslenkung bis zu einer Belastung von 40 Mp gemessen werden.

Wie beim 1. Versuch erfuhr der Obergurt eine größere Auslenkung als der Untergurt.

Auffallend ist die geringere Auslenkung gegenüber dem 1. Versuch. Die Gesamtauslenkung beträgt, wiederum in Balkenmitte, für den Obergurt 5,0 cm.

$= \frac{1}{535} L$, die Auslenkung des Untergurtes 1,5 cm.

7. Nachrechnung der Versuchsträger

Von dem zweiten Verfasser wurden einige theoretische Arbeiten [1, 2, 3] veröffentlicht, die sich mit der Berechnung der Kipplasten schlanker Stahlbetonträger befaßten.

Mit Hilfe des in [3] angegebenen Rechenverfahrens kann der Kippsicherheitsnachweis profilierter Stahlbetonträger mit nicht allzu großem Rechenaufwand geführt werden. Wie aus [3] hervorgeht, liegt der Schwerpunkt der Berechnung in der Aufstellung der Beziehung zwischen der Betonranddehnung und dem zugehörigen Biegemoment sowie in der Festlegung der Ersatzsteifigkeit.

Die Einführung von Ersatzgrößen für die in Balkenlängsrichtung veränderlichen Steifigkeiten erweist sich als notwendig, um die klassischen Kippgleichungen, die unter der Voraussetzung konstanter Biege- und Torsionssteifigkeiten abgeleitet wurden, verwenden zu können.

Für Parallelgurtbinder können die Ersatzsteifigkeiten der Veröffentlichung [3] entnommen werden.

Dem Ersatzsteifigkeitsverfahren [4] liegt die Vorstellung zugrunde, den Träger von veränderlichem Querschnitt durch einen gedachten Träger von gleichbleibendem Querschnitt zu ersetzen, wobei die beiden Träger dieselbe Gesamtverformung aufweisen müssen.

Wie in [4] gezeigt wurde, lassen sich die Ersatzsteifigkeiten für Träger von linear veränderlicher Höhe sowie für Träger mit Querschnittsabstufungen aus gebrauchsfertigen Formeln leicht ermitteln.

Satteldachförmige Träger, etwa wie die hier behandelten Versuchsträger, weisen längs der Trägerachse einen unstetigen Verlauf der Biege- und Torsionssteifigkeit auf. Mit Hilfe des in [4] angegebenen Rechenverfahrens können die Ersatzsteifigkeiten derartiger Träger berechnet werden. Um die Ersatzgrößen zutreffend zu bestimmen, wird der Träger in mehrere Abschnitte - i.d.R. 5-6 Abschnitte je Trägerhälfte - unterteilt und für jeden Abschnitt die Balkensteifigkeiten berechnet. Setzt man die dadurch gewonnenen Ersatzsteifigkeiten in die für die vorliegende Belastung gültige Kippgleichung ein, so erhält man die gesuchte Kipp-last.

Leider ist diese Aufgabe mit einfachen Mitteln nicht zu lösen, da die Ersatzsteifigkeiten keine konstanten, sondern belastungsabhängige Größen sind.

D. h. : die in die Kippformel eingesetzten Ersatzsteifigkeiten müssen für eine Last ermittelt werden, die der zunächst unbekannten Kipplast gleich ist.

Um diese Schwierigkeit zu bewältigen, bedient man sich der iterativen Lösungsmethode.

Der Berechnung der Balkensteifigkeiten muß die Aufstellung der Moment-Dehnungsbeziehung vorangehen, die wiederum für jeden Abschnitt zu erstellen ist.

Der Rechengang wird im folgenden kurz erläutert, ohne daß auf die Einzelheiten eingegangen wird.

1. Der hinsichtlich seiner Kippstabilität zu untersuchende Träger wird für die Steifigkeitsberechnung in 10 - 12 Abschnitte unterteilt. Die Abschnitte können verschieden lang sein, damit die Einteilungspunkte mit denjenigen Stellen zusammenfallen können, die eine Querschnittsänderung aufweisen.
2. Für jeden charakteristischen Schnitt wird die Betondehnung der Randfaser in Stufen um etwa 0,25 o/oo erhöht, bis der Grenzwert von $\varepsilon = 3,50$ o/oo erreicht wird. Für jede Dehnungsstufe wird zugleich an Hand der Gleichgewichtsbedingung $\sum N = 0$ die Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe ermittelt. Bei Spannbetonträgern ist die Vordehnung der Spannglieder zu berücksichtigen. Durch die zweite Gleichgewichtsbedingung $\sum M = 0$ wird die Beziehung zwischen der Betonranddehnung und dem äußeren Moment gewonnen.
3. Ausgehend von Trägereigengewicht wird nun die Belastung des Trägers in Stufen gesteigert. Für jede Laststufe werden die Schnittkräfte, vor allem die Biegemomente an den charakteristischen Stellen (Einleitungspunkte) ermittelt. Mit Hilfe der für den jeweiligen Querschnitt gültigen Moment-Dehnungsbeziehung werden die zugehörigen Randdehnungen abgelesen. Somit können für die betreffende Laststufe die Biege- und Torsionssteifigkeiten der charakteristischen Querschnitte berechnet werden (vgl. z.B. [3]).
4. Mit Hilfe des in [4] angegebenen Verfahrens werden für jede Laststufe die Ersatzsteifigkeiten numerisch ermittelt. Damit erhält man die gesuchte Beziehung zwischen der Ersatzsteifigkeit und der Belastung des Trägers.

5. Für die verschiedenen Steifigkeitsgrößen wird die zugehörige Kipplast aus der für die vorliegende Belastungsart gültigen Kippgleichung errechnet. Nun trägt man neben der bereits gewonnenen Last-Steifigkeits-Beziehung die ausgewertete Kippgleichung auf. Der Schnittpunkt beider Beziehungen liefert die gesuchte Kipplast.

Aus diesen Ausführungen erkennt man, daß die Berechnung der Kipplast eines Spannbetonbalkens mit großem Rechenaufwand verbunden ist, der sinnvoll nur bei programmgesteuerter Durchführung mit Hilfe einer elektronischen Rechanlage zu bewältigen ist.

Zwecks Kipplastermittlung werden die Versuchsträger in 30 Abschnitte unterteilt (Schnitt 15 liegt in Trägermitte). Die Lage der Einteilungsschnitte ist in Tabelle II angegeben. Die wesentlichen Abmessungen und die Querschnittsfläche der Spannglieder gehen ebenfalls aus Tabelle II hervor (s. auch Bild 1 und 2).

Tabelle III enthält die zur Durchführung der Berechnung benötigten Baustoffkennwerte. Der Aufstellung der Moment-Dehnungsbeziehung liegt die in DIN 1045 festgelegte σ - ϵ -Beziehung zugrunde (Parabel-Rechteck).

Mit Hilfe des hierfür entwickelten Rechenprogramms wird die Abhängigkeit der Ersatzsteifigkeiten von der Lasthöhe gewonnen. Die Belastung des Trägers besteht außer dem Eigengewicht aus zwei Einzellasten. Die Rechenergebnisse sind in Bild 24 dargestellt.

In [5] sind Kippgleichungen für einen Einfeldträger angegeben, der durch zwei gleichgroße, zur Trägermitte symmetrisch angeordnete lotrechte Einzellasten P belastet wird.

Für die Versuchsträger beträgt der gegenseitige Abstand der Einzellasten $a = 6,0$ m.

Somit wird $\alpha = a/L = 6,0 / 26,0 = 0,23$.

Für diese Laststellung gilt nach [5]

$$2P_{ki} = \frac{18,64}{L^2} \sqrt{EJ_y \cdot GJ_T}$$

Dabei bedeuten

$$\begin{aligned} L &= \text{Stützweite des Trägers} \quad [\text{m}] \\ EJ_y &= \text{seitliche Biegesteifigkeiten des Trägers} \quad [\text{Mp} \cdot \text{m}^2] \\ GJ_T &= \text{Torsionssteifigkeit des Trägers} \quad [\text{Mp} \cdot \text{m}^2] \end{aligned}$$

Der Einfluß des Trägereigengewichtes auf die Kipplast muß berücksichtigt werden. Da der Verlauf des Eigengewichtes in Trägerlängsrichtung veränderlich, stellenweise auch unstetig ist, muß eine Ersatzgröße für das Eigengewicht in die Berechnung eingeführt werden. Dies kann mit Hilfe des in [4] angegebenen Verfahrens geschehen. Für den Versuchsträger erhält man $g_{\text{ers}} = 0,481 \text{ Mp/m}$.

Da die Belastung des Trägers aus dem Eigengewicht und dem Einzellastenpaar $2P$ besteht, muß die o.a. Kippgleichung erweitert werden, damit der Einfluß des Eigengewichtes auf die Kipplast Berücksichtigung findet.

Für einen Einfeldträger unter Gleichlast gilt (vgl. z.B. [1]):

$$p_{\text{kl}} L = \frac{28,3}{L^2} \sqrt{EJ_y \cdot GJ_T}$$

Vergleicht man die beiden Lastarten (Einzellastenpaar und Gleichlast) miteinander, so stellt man fest, daß die Gleichlast im Hinblick auf das Kippverhalten dem $\frac{28,3}{18,64}$ -fachen Einzellastenpaar gleichwertig ist.

Für den Versuchsträger, der der Wirkung des Eigengewichtes und der Einzellasten unterliegt, kann folgende Kippgleichung angeschrieben werden:

$$2P_K + \frac{18,64}{28,3} g_{\text{ers}} L = \frac{18,64}{L^2} \sqrt{EJ_y \cdot GJ_T}$$

Nach Umformung lautet sie mit $g_{\text{ers}} \cdot L = 12,5 \text{ Mp}$.

$$P_K = \frac{9,32}{L^2} \sqrt{EJ_y \cdot GJ_T} - 4,11.$$

Für den Ausdruck $\sqrt{EJ_y \cdot GJ_T}$ wird die Ersatzsteifigkeit $\sqrt{B_{\text{ers}} \cdot C_{\text{ers}}}$ eingesetzt.

Diese Gleichung ist durch eine Gerade in Bild 24 dargestellt.

Der Schnittpunkt dieser Geraden mit der aus der Kippgleichung gewonnenen Last-Stiefigkeitskurve liefert die rechnerische Kipplast P_{kr} .

Für den 1. Versuchsträger: $P_{kr1} = 22,5 \text{ Mp}$

Für den 2. Versuchsträger: $P_{kr2} = 21,6 \text{ Mp}$

Rechnerisch beträgt die Gesamtbelastung

$$\sum P = 2 P_{kr} + g_{ers} L$$

Somit gilt für den 1. Versuchsträger

$$\sum P_{1r} = 2 \cdot 22,75 + 12,5 = \underline{58,0 \text{ Mp}}$$

und für den 2. Versuchsträger

$$\sum P_{2r} = 2 \cdot 21,6 + 12,5 = \underline{55,7 \text{ Mp}}$$

Im Versuch wurden folgende Werte festgestellt:

Für den 1. Versuchsträger

$$\begin{aligned} \sum P_{1v} &= 2 P_{v,1} + G_v + G_\tau \\ &= 47,6 + 2,4 + 12,5 = \underline{62,5 \text{ Mp}} \end{aligned}$$

und für den 2. Versuchsträger

$$\begin{aligned}\sum P_{2,v} &= 2P_{v,1} + G_v + G_T \\ &= 45,0 + 2,4 + 12,5 = \underline{59,9 \text{ Mp}}\end{aligned}$$

Dabei bedeuten:

$2P_{v,1}$ = Gesamtpressenlast

G_v = Gesamtgewicht der Belastungsvorrichtung

G_T = Gesamtträgergewicht

Das Verhältnis $\frac{\sum P_r}{\sum P_v}$ beträgt

für den 1. Versuchsträger $58,0/62,5 = 0,93$ und

für den 2. Versuchsträger $55,7/59,9 = 0,925$.

Der Vergleich der Rechenwerte mit den Versuchsergebnissen zeigt befriedigende Übereinstimmung.

Die rechnerische Biegebruchlast liegt wesentlich höher, als die im Versuch ermittelte Kipplast. Unter Ausschluß der Kippgefahr würde der Versuchsträger unter einer Gesamtbelastung von $\approx 82,5 \text{ Mp}$ (einschließlich Trägereigengewicht) an den Stellen der Lasteintragung durch einen Biegebruch versagen. Mit anderen Worten: Die Tragfähigkeit der Versuchsträger kann wegen der Kippgefahr bis zu ca. 70 % der Biegetragfähigkeit ausgenutzt werden. Der Ausnutzungsgrad der Versuchsträger sinkt noch weiter ab, wenn man von den zulässigen Lasten ausgeht. Mit den Sicherheitszahlen $\gamma = 1,75$ (beim Versagen der Stahleinlagen) und $\gamma = 2,5$ (für Kippen) beträgt das Verhältnis zwischen den zulässigen Lasten

$$\frac{61,25^{++}}{2,5} \bigg/ \frac{82,5}{1,75} \approx 0,52$$

$^{++}$ Mittelwert aus beiden Versuchen.

D.h., die ausnutzbare Last darf bei versuchsgemäßer Stützung höchstens die Hälfte der zulässigen Last aus der Biegebemessung betragen.

Schnitt

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Abstand v. Rand [m]	0	0,4	1,4	2,4	3,3	3,4	4,4	5,4	6,4	7,4	8,4	9,4	10,4	11,4	12,4	13,4
Gesamthöhe d [cm]	53,0	58,3	71,5	84,7	96,5	98,0	111,0	124,2	137,5	150,7	164,0	177,0	190,2	203,5	217,0	230,0
Nutzhöhe h [cm]	-	53,3	66,5	79,7	91,5	93,0	105,8	119,0	132,3	145,5	158,8	171,8	185,0	198,3	211,8	224,8
Flanschbreite [cm]	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0
Stegbreite [cm]	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
Dicke d. oberen Flansches [cm]	0	0	0	0	0	10/13	10/13	10/13	10/13	10/13	10/13	10/13	10/13	10/13	10/13	10/13
Dicke d. unteren Flansches [cm]	0	0	0	0	0	9/12	9/12	9/12	9/12	9/12	9/12	9/12	9/12	9/12	9/12	9/12
Querschnittsfläche der unteren Spannglieder [cm ²]	-	++ 7,2	++ 8,0	++ 11,2	++ 13,6	++ 13,6	15,2	15,2	15,2	15,2	15,2	15,2	15,2	15,2	15,2	15,2
Querschnittsfläche der oberen Spannglieder [cm ²]	-	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2

++ Spannglieder werden erst 40 cm hinter den jeweiligen Hüllrohrenenden wirksam angenommen.

Tabelle II|: Baustoffkennwerte der Versuchsträger

Kennwerte	Versuchsträger Nr. 1	Versuchsträger Nr. 2
Beton:		
	1)	1)
β_w kp/cm ²	837	715
$\beta_R^{2)}$ kp/cm ²	711,5	607,7
$E_b^{3)}$ kp/cm ²	440 000	430 000
$G_b^{4)}$ kp/cm ²	176 000	172 000
$\varepsilon_s^{5)}$	- 0,00025	- 0,00025
$\varphi^{5)}$	3,0	3,0
$\beta_{sz}^{6)}$ kp/cm ²	88,8	79,9
Spannstahl:		
β_s kp/cm ²	14500	14500
E_z kp/cm ²	2 100 000	2 100 000
$\sigma_{zv1}^{(6)}$ kp/cm ²	9000	9000
$\sigma_{zv2}^{(6)}$ kp/cm ²	6000	6000

1) Meßwert

2) $\beta_R = 0,85 \beta_w$; da es sich um Nachrechnung von Versuchen handelt.

3) $E_b = \frac{550\,000 \cdot \beta_w}{\beta_w + 200}$ β_w in kp/cm² einsetzen!

4) $G_b = 0,4 E_b$

5) nach DIN 4227

6) $\beta_{sz} = \beta_w^{2/3}$, da es sich um Nachrechnung von Versuchen handelt.

Literatur

- [1] Rafla, K.: Näherungsweise Berechnung der kritischen Kipplast von Stahlbetonbalken. Beton-und Stahlbetonbau 64 (1968) Heft 8, S. 183-187
- [2] Rafla, K.: Hilfsdiagramme zur Vereinfachung der Kippuntersuchung von Stahlbetonbalken. Beton-und Stahlbetonbau 68 (1973) Heft 2, S. 43-47
- [3] Rafla, K.: Vereinfachter Kippsicherheitsnachweis profilierter Stahlbetonbinder. Die Bautechnik 50 (1973) Heft 5, S.150-156
- [4] Rafla, K.: Näherungsverfahren zur Berechnung der Kipplasten von Trägern mit in Längsrichtung beliebig veränderlichem Querschnitt. Die Bautechnik (erscheint in Heft 8, 1975)
- [5] Müller, K. Beurteilung der Kippstabilität eines Einfeldträgers unter einem Einzellastenpaar. Bauplanung-Bautechnik 15 (1961), Heft 7, S. 338-343 und Heft 8, S.403-406.

Bildverzeichnis

Bild

1	Balkenansicht (überhöht dargestellt)
2	Trägerquerschnitte
3	Versuchsanlage
4	Auflager
5	Lastenteilung über ein Schneidenlager
6a	Gesamtansicht der Versuchsanlage
6b	Teilansicht der Versuchsanlage
7	Festes Auflager
8	Anordnung der Meßstellen
9	Bruchbild Träger 1
10	Kippvorgang Träger 1 (Längsansicht)
11	Kippvorgang Träger 1 (Schrägansicht)
12	Bruchbild Träger 2
13.1	Verlauf der Betonstauchung in Balkenlängsrichtung (westl. Obergurtseite) Träger 1
13.2	" " (östl. Obergurtseite) Träger 1
14.1	" " (westl. Obergurtseite) Träger 2
14.2	" " (östl. Obergurtseite) Träger 2
15.1	Spannstahldehnungen an der westl. Untergurtseite Träger 1
15.2	" östl. " Träger 1
16.1	Verlauf der Spannstahldehnung in Balkenlängsrichtung (westl. Untergurtseite) Träger 1
16.2	" " (östl. Untergurtseite) Träger 1
17.1	Spannstahldehnungen an der westl. Untergurtseite Träger 2
17.2	" östl. Untergurtseite Träger 2
18.1	Verlauf der Spannstahldehnung in Balkenlängsrichtung (westl. Untergurtseite) Träger 2
18.2	" " (östl. Untergurtseite) Träger 2
19.1	Querschnittsverformungen Träger 1
19.2	Querschnittsverformungen Träger 2
20.1	Verformung der Verankerungsstangen am süd. Auflager Träger 1
20.2	" " " Träger 2
21.1	Abhängigkeit der Durchbiegung von der Belastung Träger 1
21.2	" " " Träger 2
22.1	Auslenkung des Spannbetonbinders Träger 1
22.2	Verlauf der Auslenkung in Balkenlängsrichtung Träger 1
23.1	Auslenkung des Spannbetonbinders Träger 2
23.2	Verlauf der Auslenkung in Balkenlängsrichtung Träger 2
24	Darstellung der Beziehung Belastung - Ersatzsteifigkeit

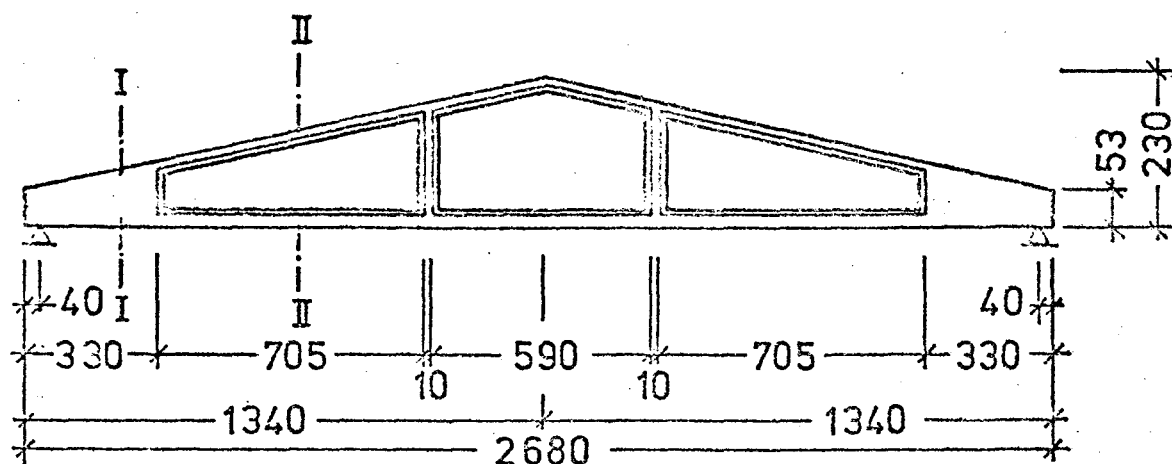
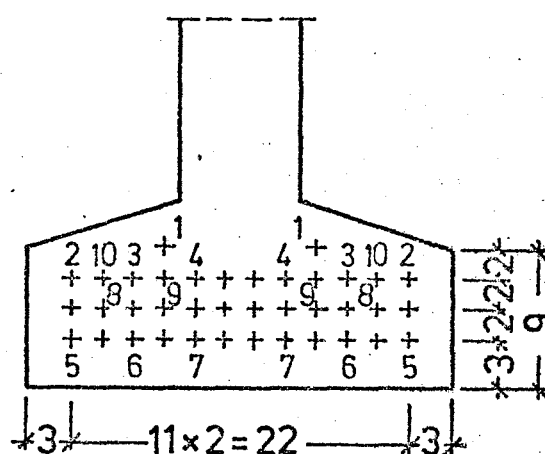
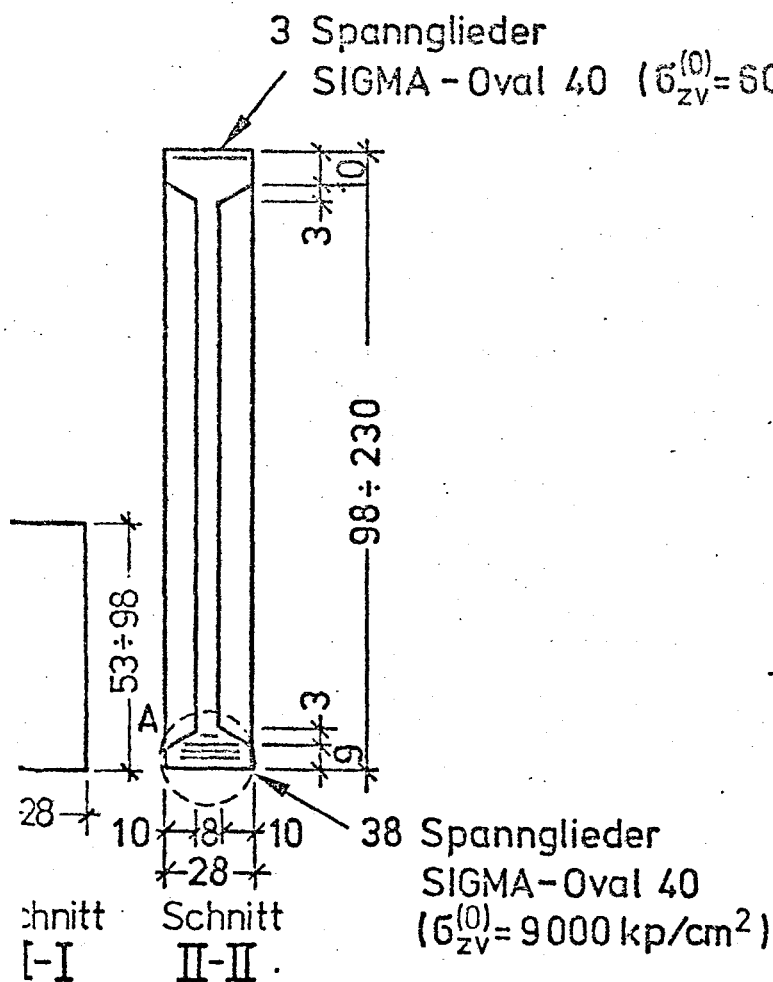


Bild 1: Ansicht des Spannbetonbinders
(überhöht dargestellt)



Detailpunkt A

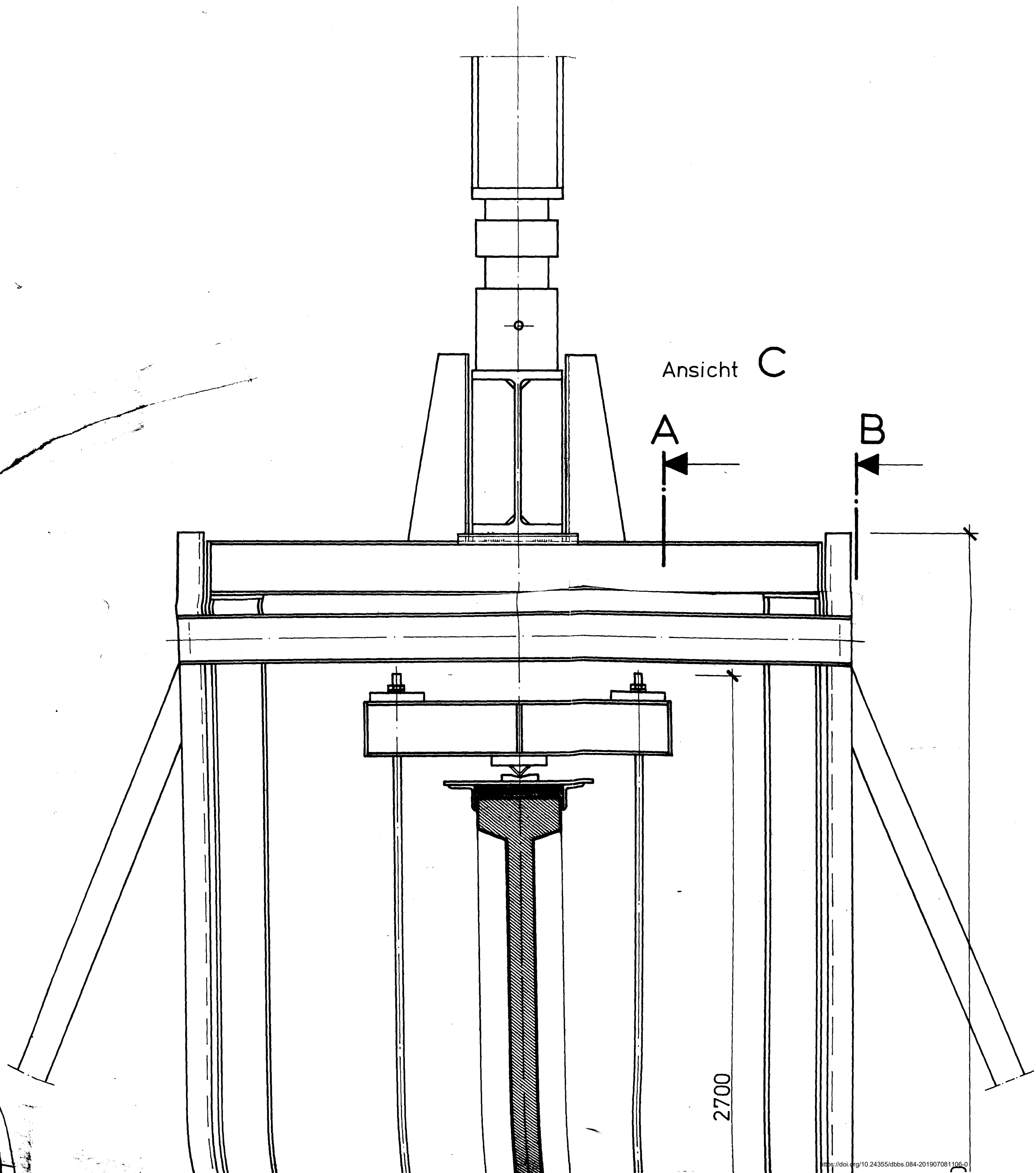
Abstand der Hüllrohe vom Binderende

1 = 3.30 m	6 = 1.90 m
2 = 3.00 m	7 = 1.70 m
3 = 2.70 m	8 = 1.50 m
4 = 2.50 m	9 = 1.10 m
5 = 2.10 m	10 = 0.60 m

Restliche Spannglieder durchlaufend

Bild 2 : Trägerquerschnitte

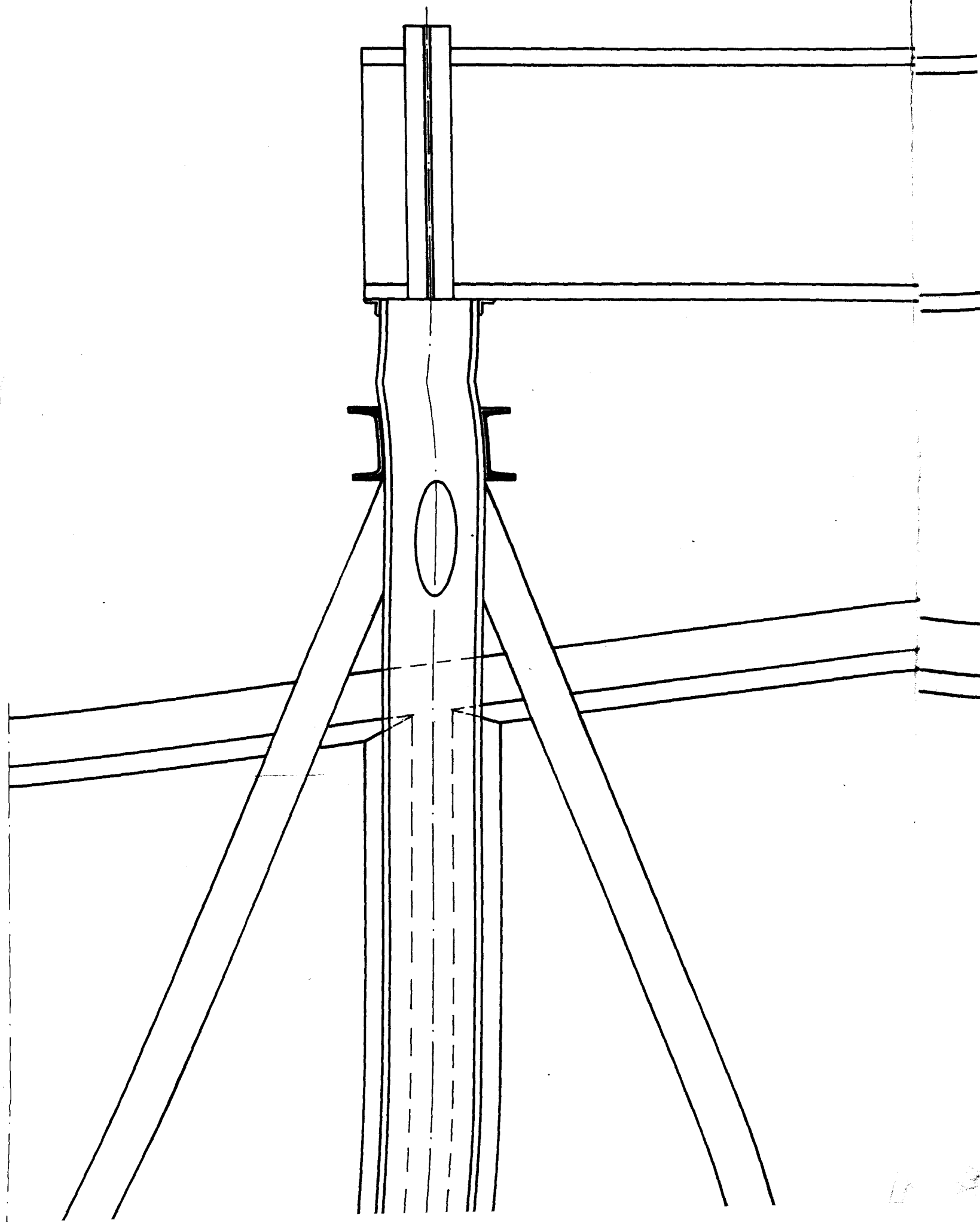
A
B
C
D
E
F



Ansicht C



Schnitt B-B



9

10

11

12

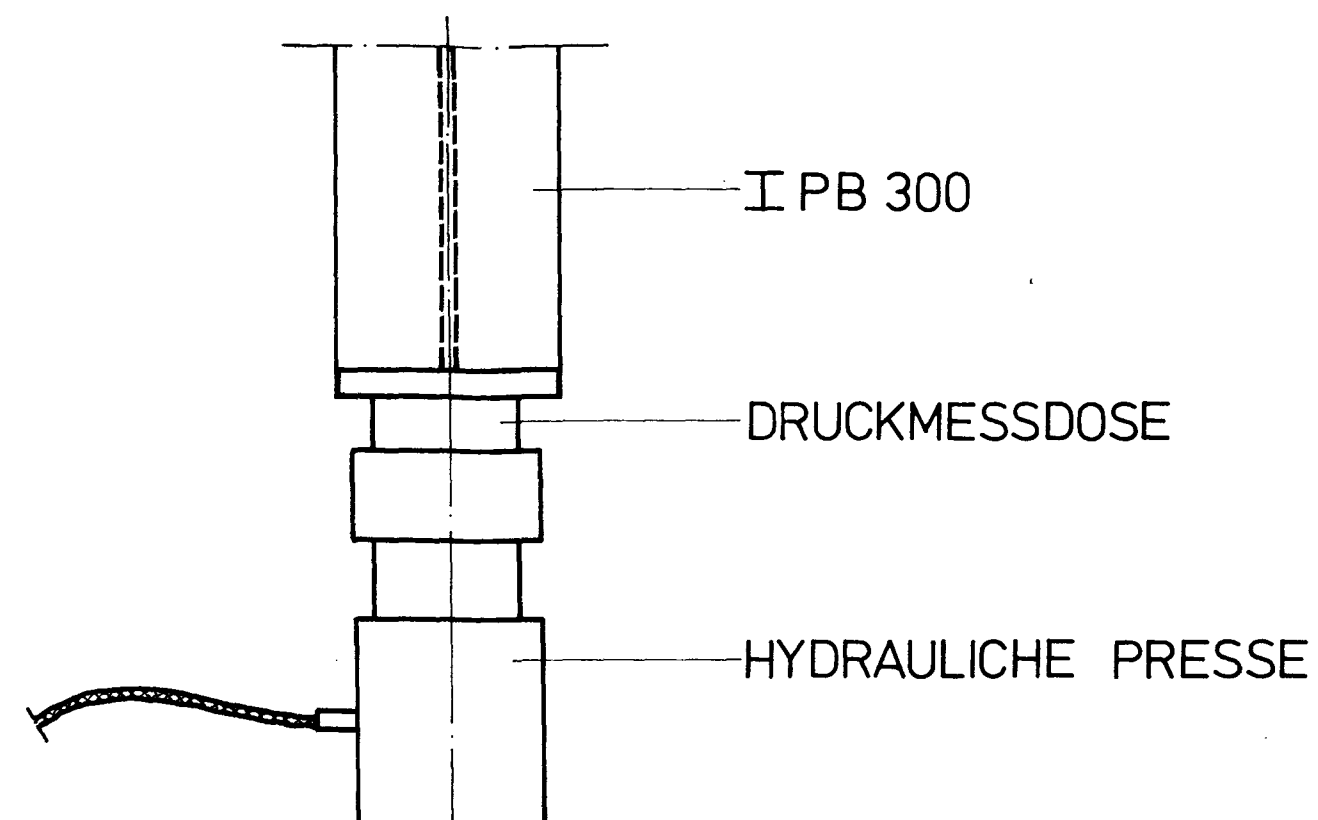
13

14

15

16

tt B-B



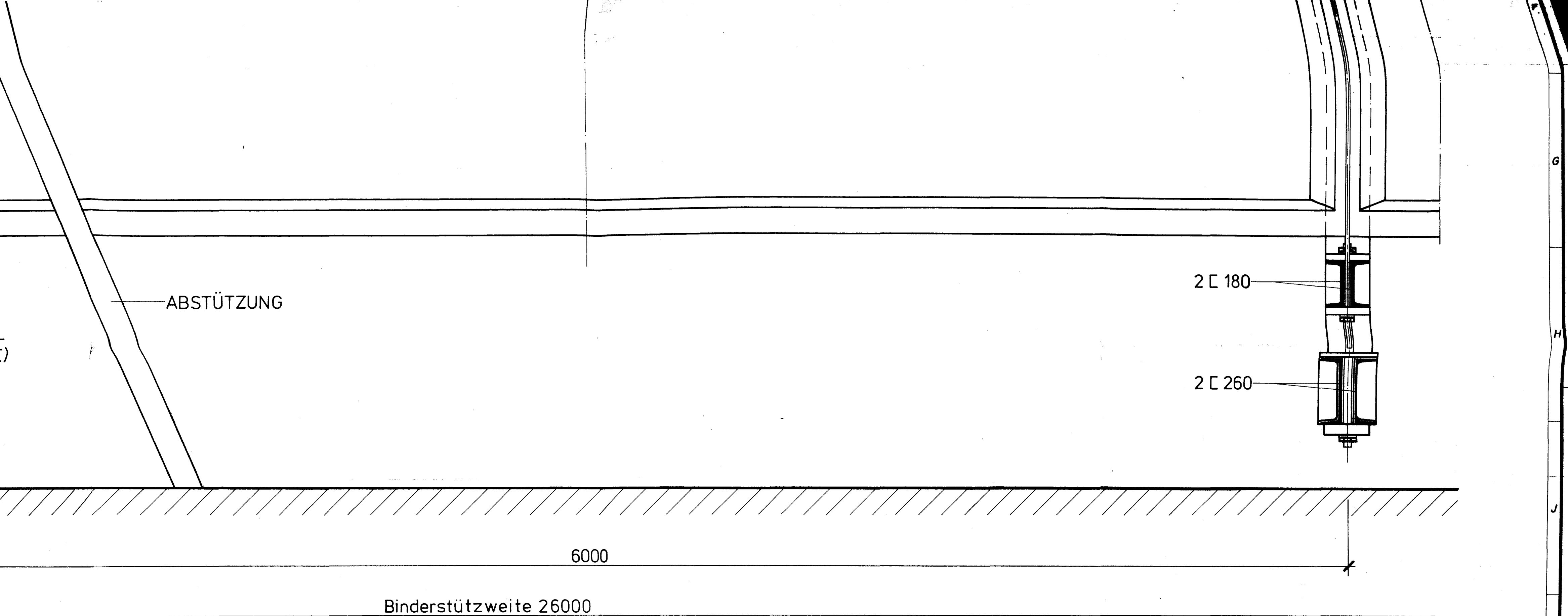
Schnitt A-A

IPB 550

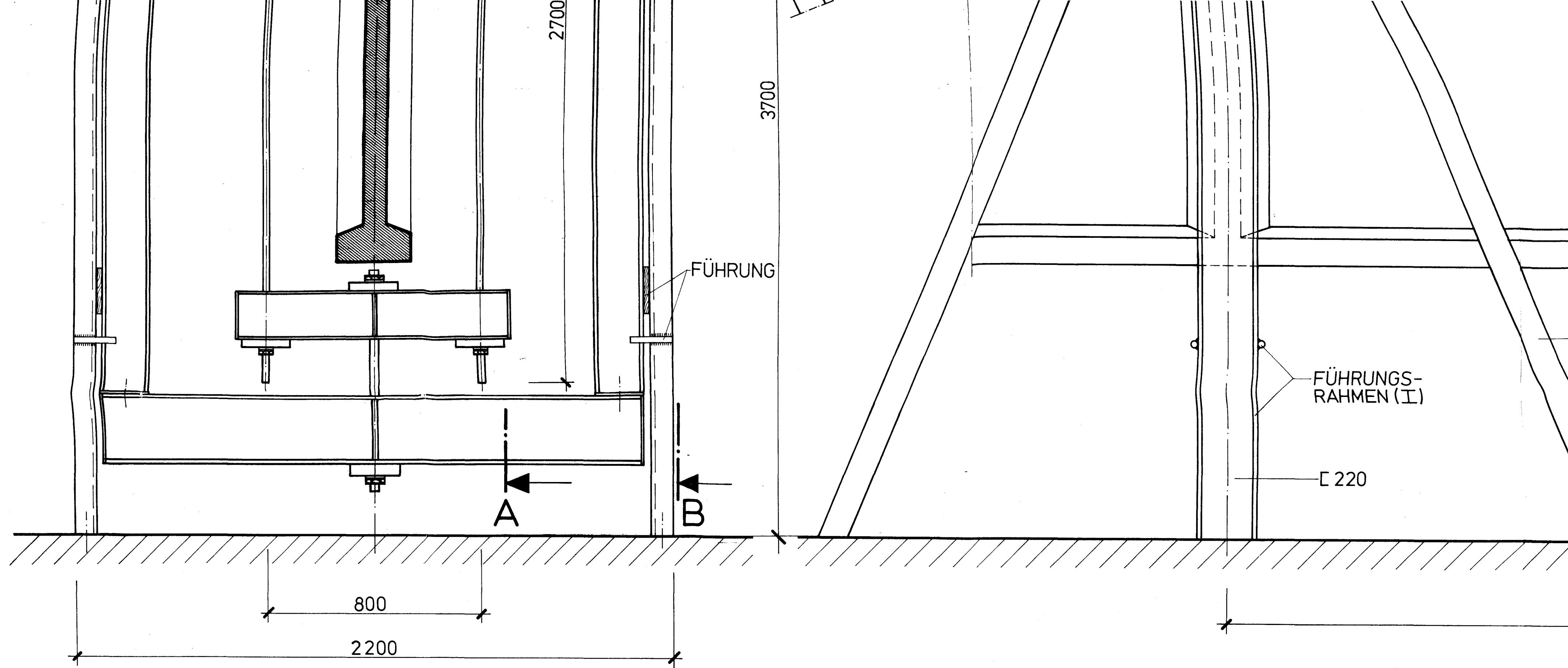
IPB 180

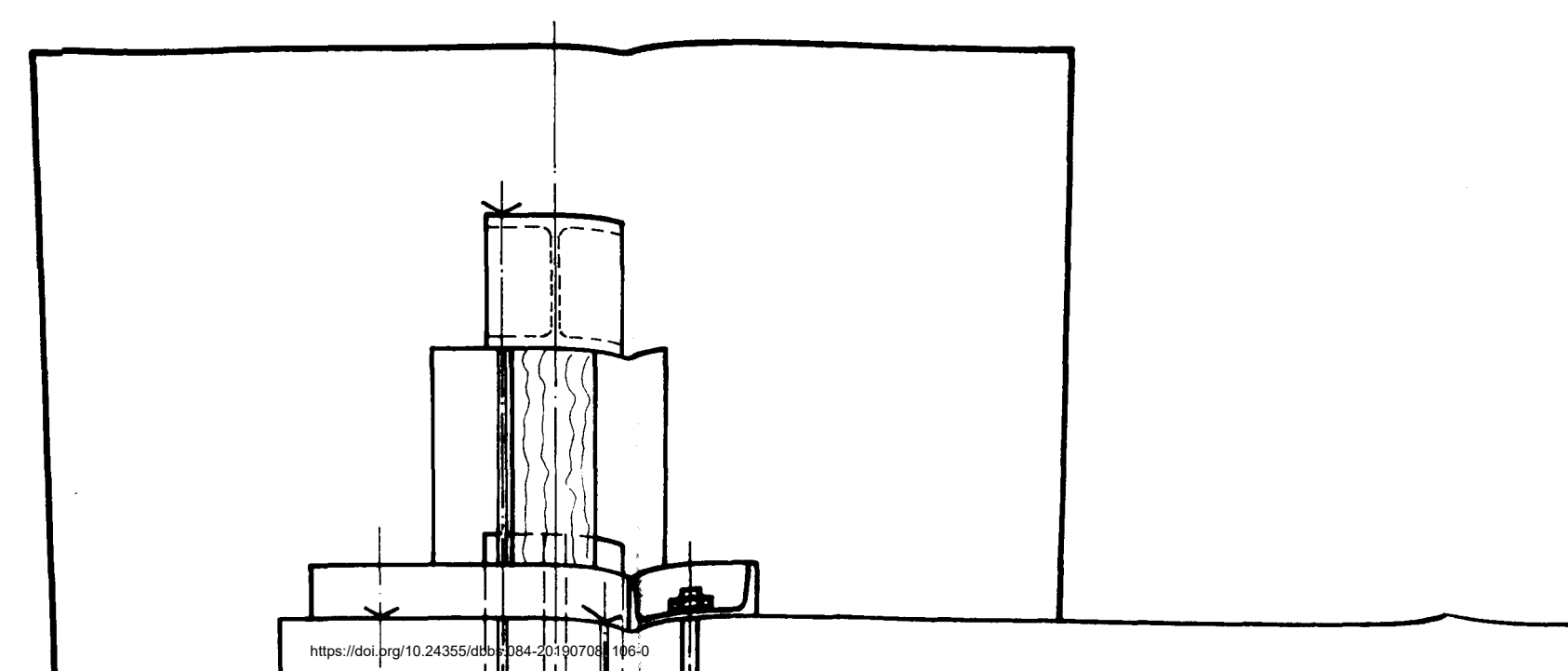
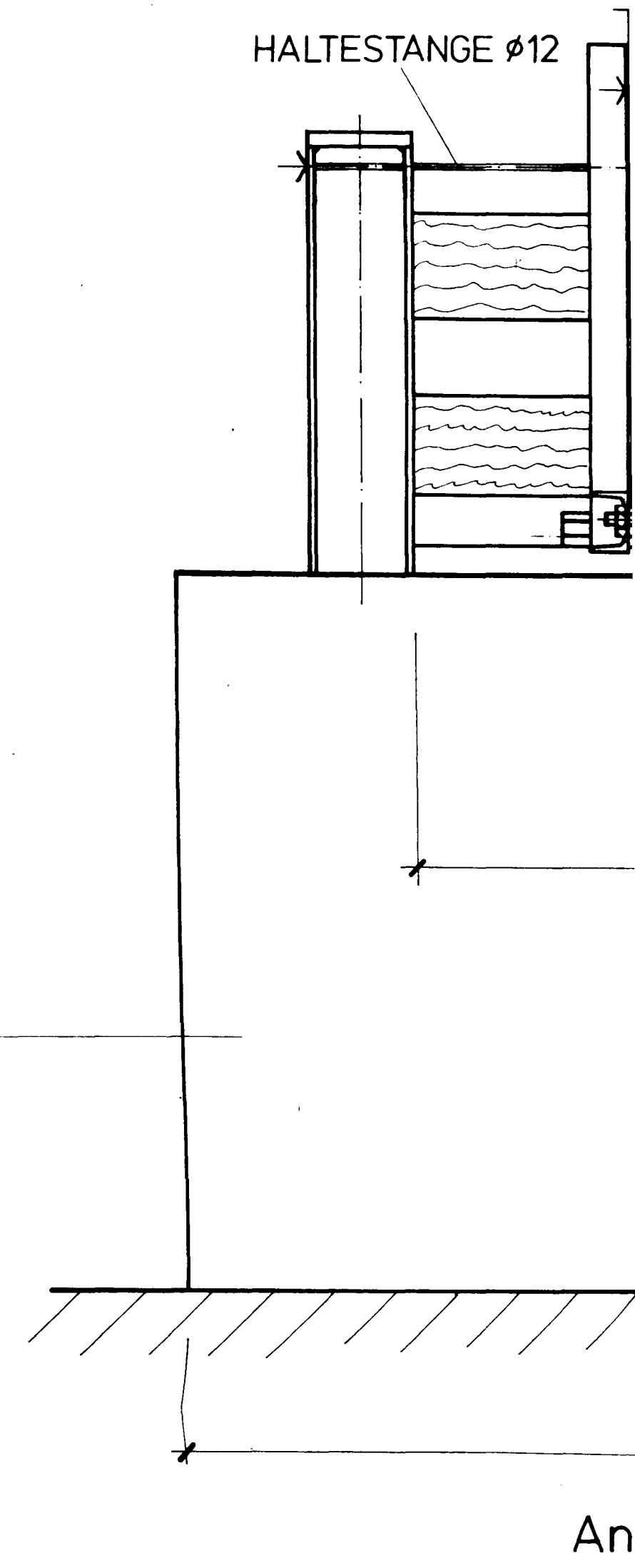
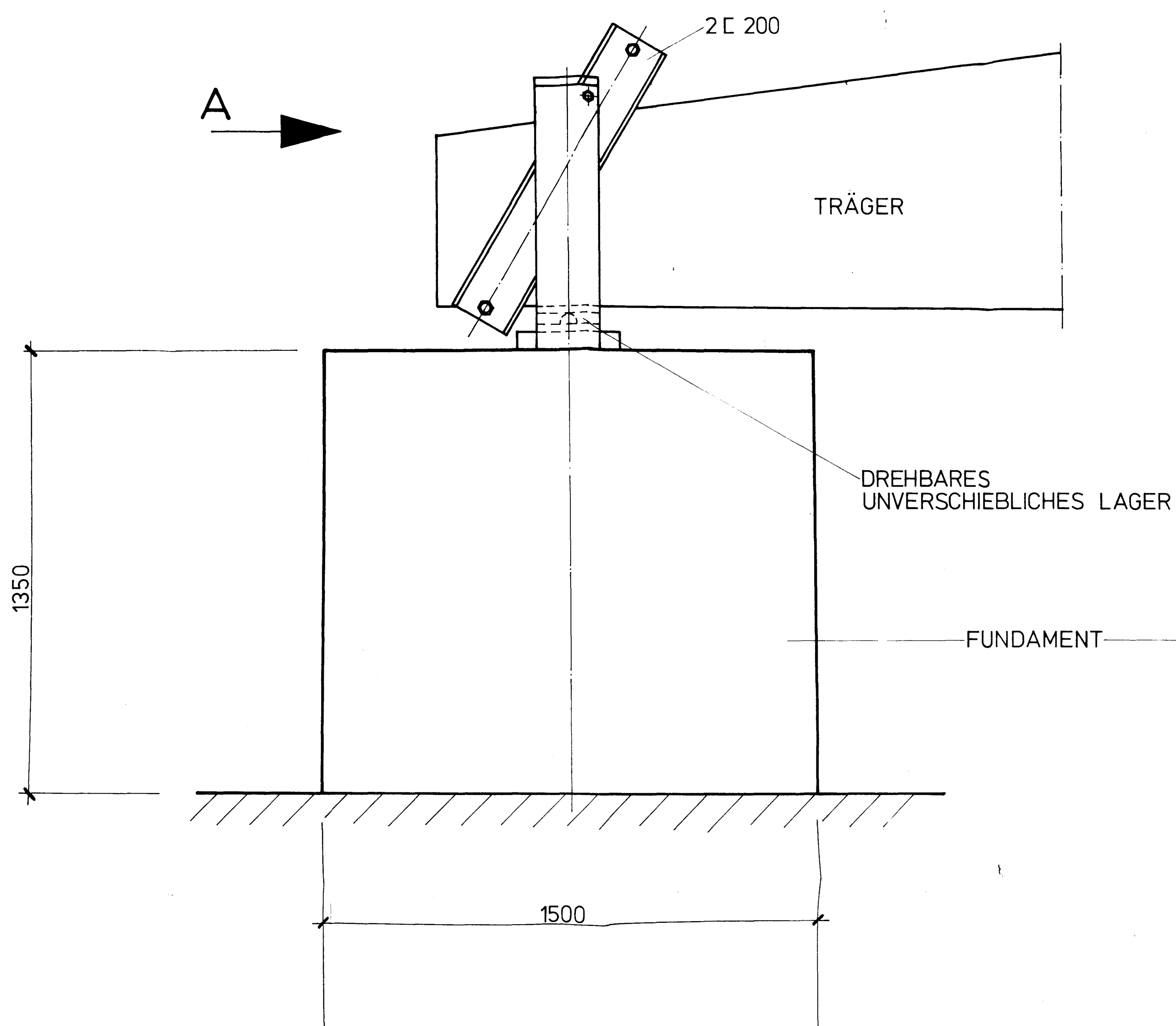
2 C 160

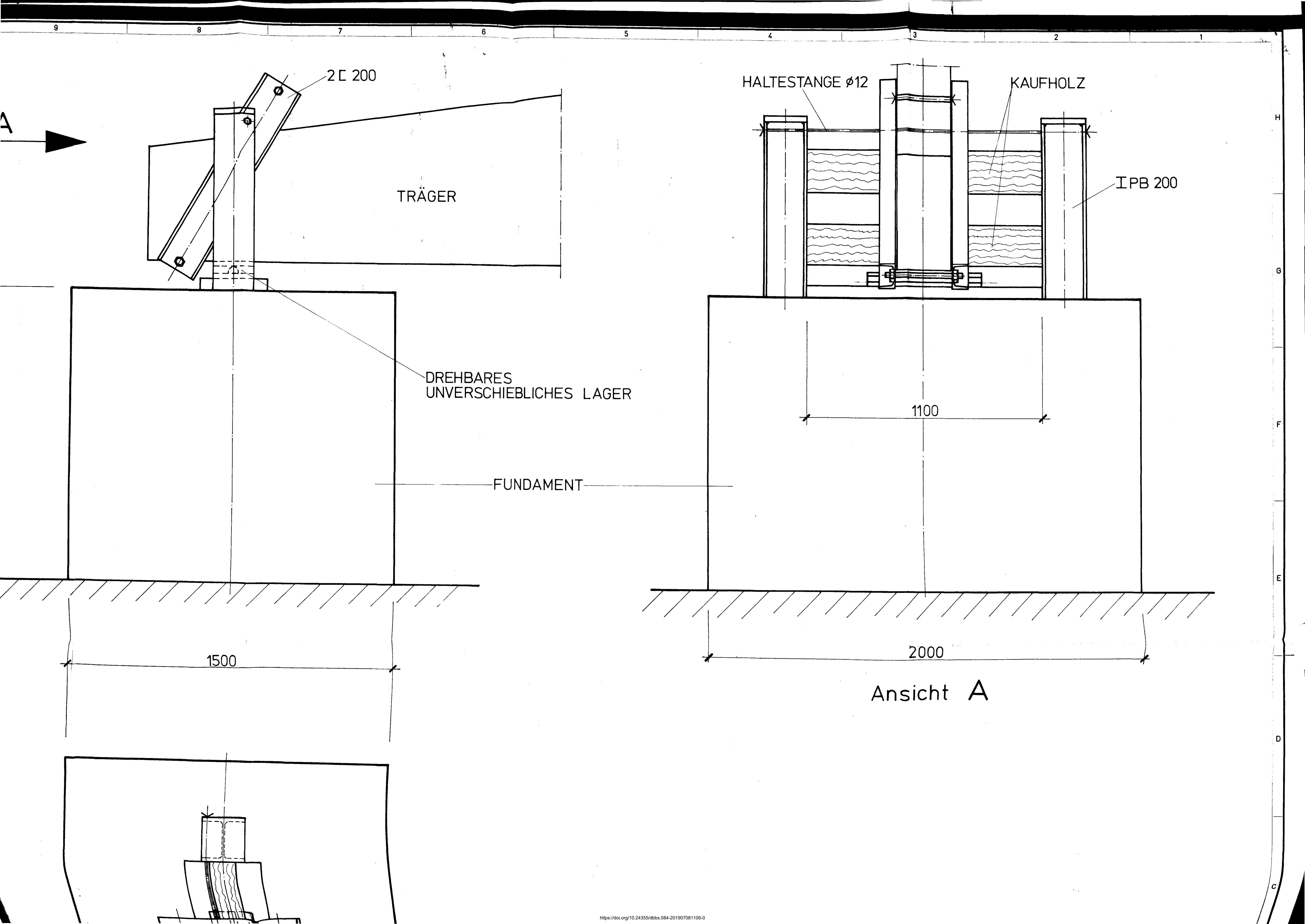
2 C 180



INDEX		ÄNDERUNG BETRIFFT		DATUM	NAME	DATUM	GEPRÜFT
MASSTAB	1:10	STATIK POS. NR.	GEZEICHNET	10.4.74	Grzenia		
			BEWEHRT				
ENDPRÜFUNG:						STÜCK	
ZEICHNUNGSGEGENSTAND						POSITIONS - NR.	
Detail - 3 Rahmen						Bild : 3	
Experimentelle Untersuchung an zwei kippgefährdeten Spannbetonträgern						PRODUKT-NR. LV NR	
AUFTRAGGEBER						AUFTRAG-NR.	
						ZEICHNUNG-NR. INDEX	
HOCHTIEF AG						AKTIENGESELLSCHAFT	
FERTIGTEILBAU						FÜR HOCH- UND TIEFBAU	
Zentrales techn. Büro 6 Frankfurt a. M.						VORM. GEBR. HELFMANN	
Bockenheimer Landstraße 24, Tel. (0611) 71171, Telex 04-11210/590477						HOCHTIEF	
						AKTIENGESELLSCHAFT	







DREHBARES
UNVERSCHIEBLICHES LAGER

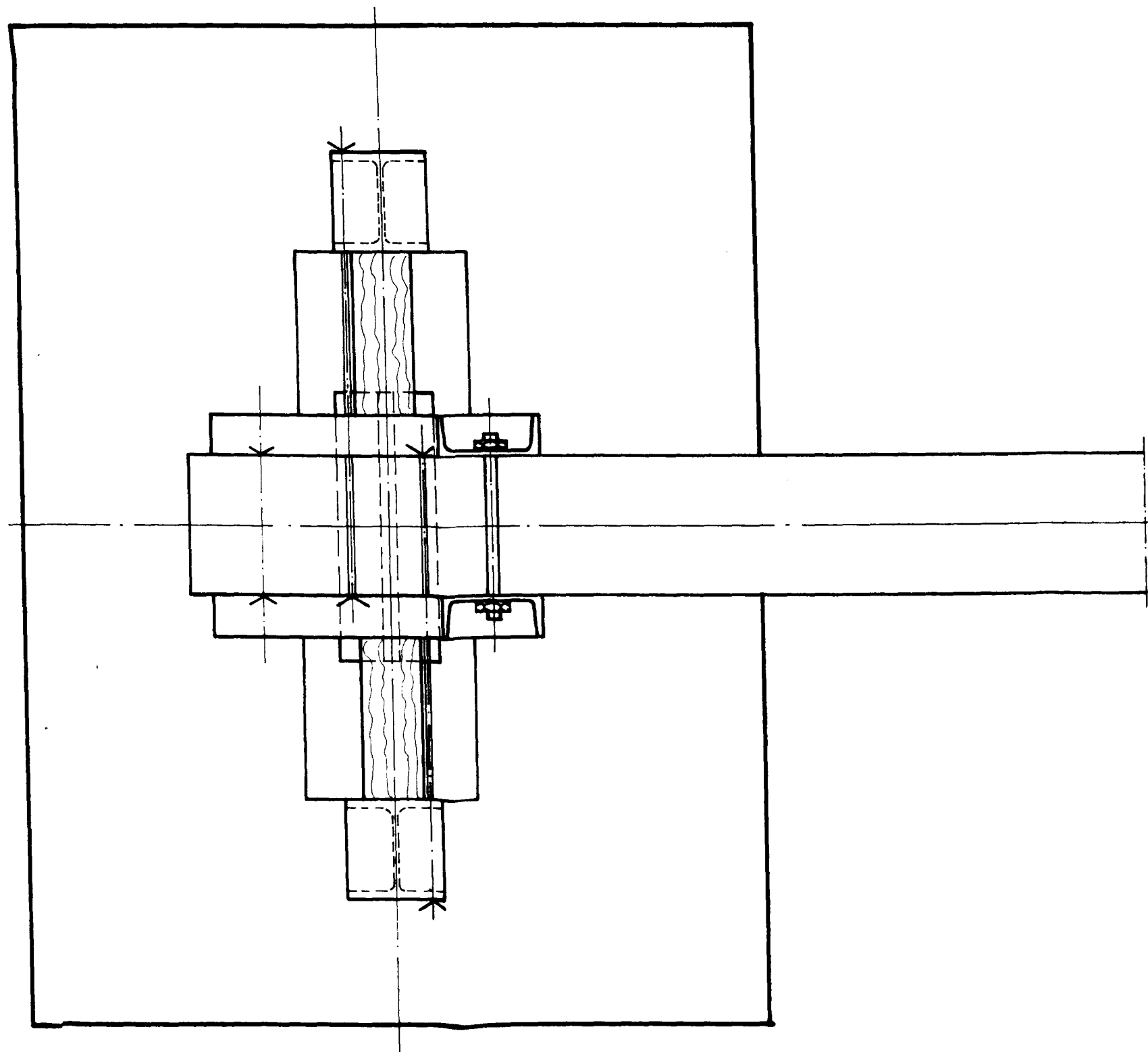
FUNDAMENT


1100

1500

2000

Ansicht A



INDEX		ÄNDERUNG BETRIFFT		DATUM	NAME	DATUM	GEPRÜFT
MASSTAB	1:10	STATIK POS. NR.	GEZEICHNET BEWEHRT	19.4.74	Grzenia		
ENDPRÜFUNG:						STÜCK	
ZEICHNUNGSGEGENSTAND						EL. NR. POSITIONS-NR.	
Auflager - Detail						Bild : 4	
Experimentelle Untersuchung an zwei kippgefährdeten Spannbetonträgern						LV-POS.-NR.	
AUFTRAGGEBER						AUFTRAG-NR.	
						ZEICHNUNG-NR. INDEX	
HOCHTIEF AG FERTIGTEILBAU Zentrales Techn. Büro 6 Frankfurt a. M. Bockenheimer Landstraße 24, Tel. (06 11) 7 11 71, Telex 04-11210/590477						AKTIENGESELLSCHAFT FÜR HOCH- UND TIEFBAU VORM. GEBR. HELFMANN	
							
FÜR DIESE ZEICHNUNG BEHALTEN WIR UNS ALLE RECHTE VOR OHNE UNSERE ZUSTIMMUNG DARF SIE WEDER VER- VIELFÄLTIGT NOCH DRITTEN ZUGÄNGLICH GEMACHT WERDEN SIE DARF VOM EMPFANGER ODER DRITTEN NICHT MISSBRÄUCHLICH GENUTZT WERDEN							

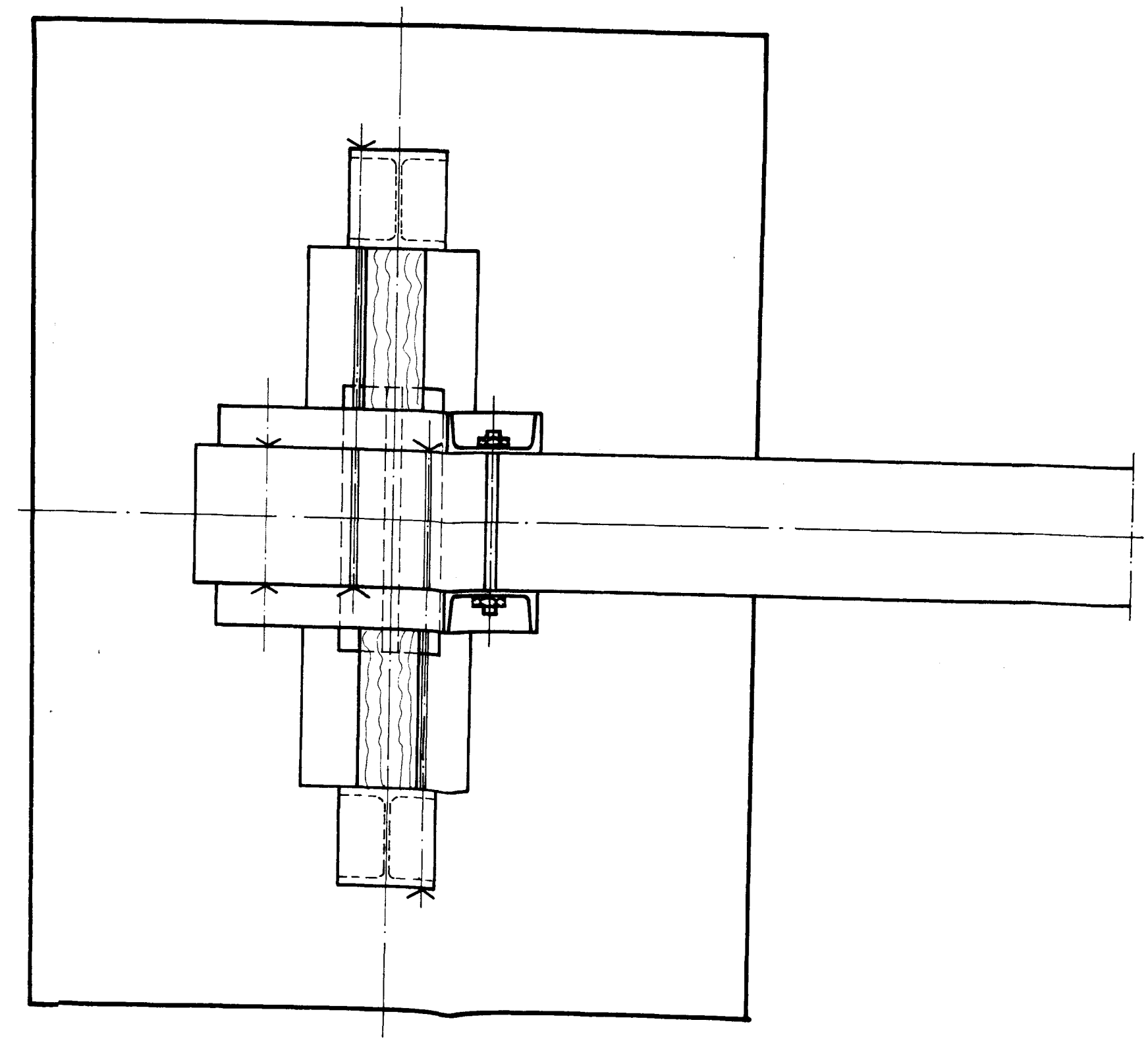
F
E
D
A

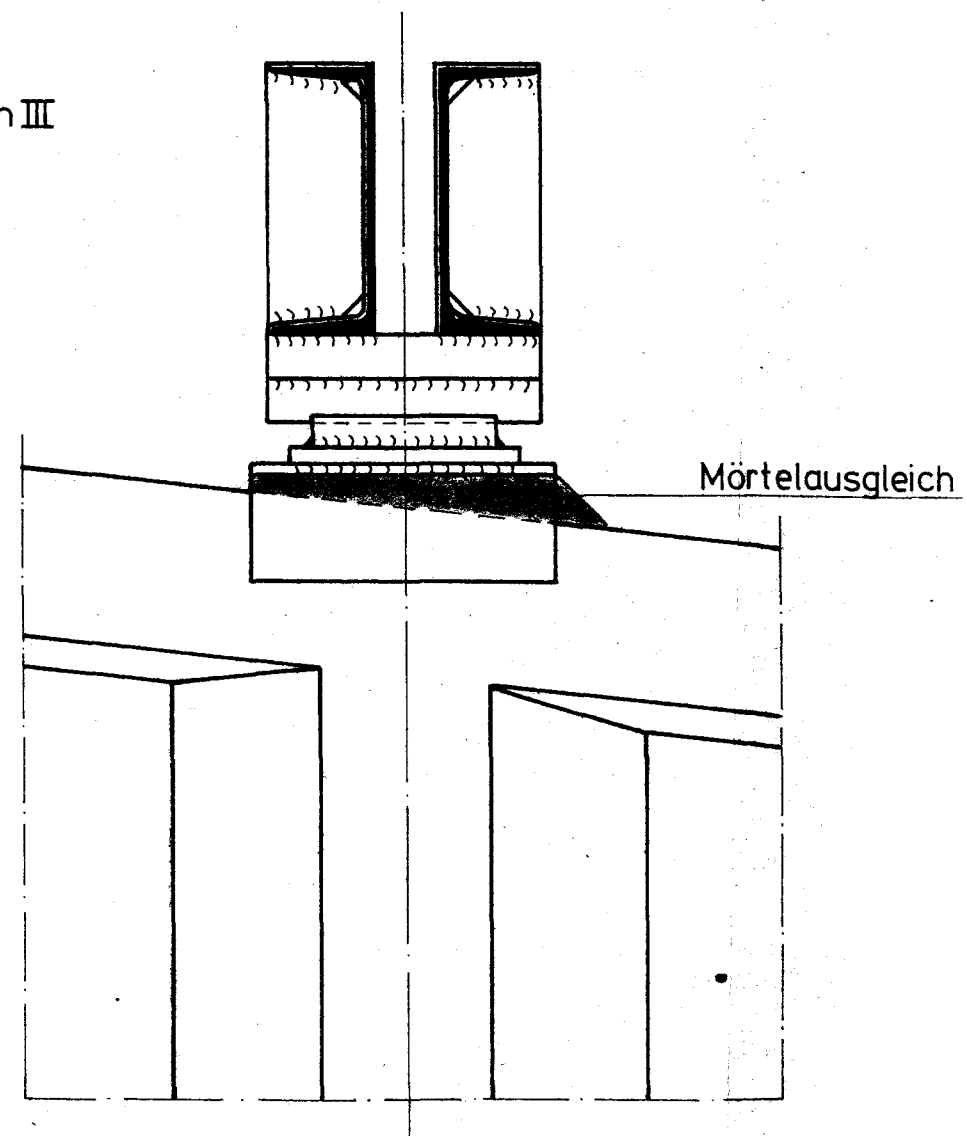
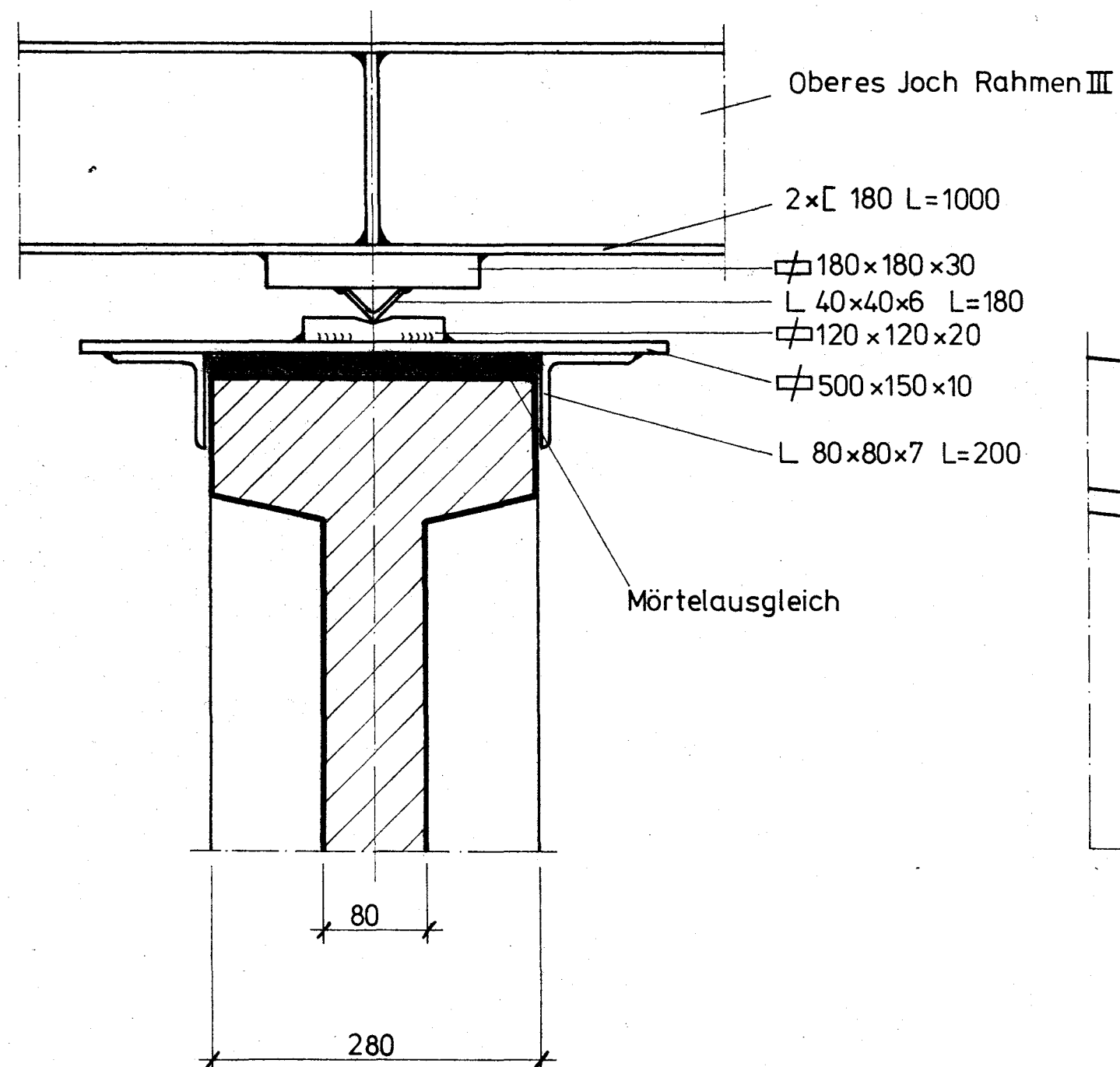
1350

DREHBARES
UNVERSCHIEBLICHES LAGER

FUNDAMENT

1500






INDEX	ÄNDERUNG BETRIFFT	DAT.	GEZ.
1:5	DAT. 25.3.74	GEZ. Grzenia	NR.
Detail Lasteinleitung in den Träger Bild: 5			
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  <p>HOCHTIEF AG FERTIGTEILBAU ZENTRALES TECHNISCHES BÜRO FRANKFURT</p> </div> </div>			



Bild 6a: Gesamtansicht der Versuchsanlage



Bild 6b: Teilansicht der Versuchsanlage



Bild 7: Festes Auflager

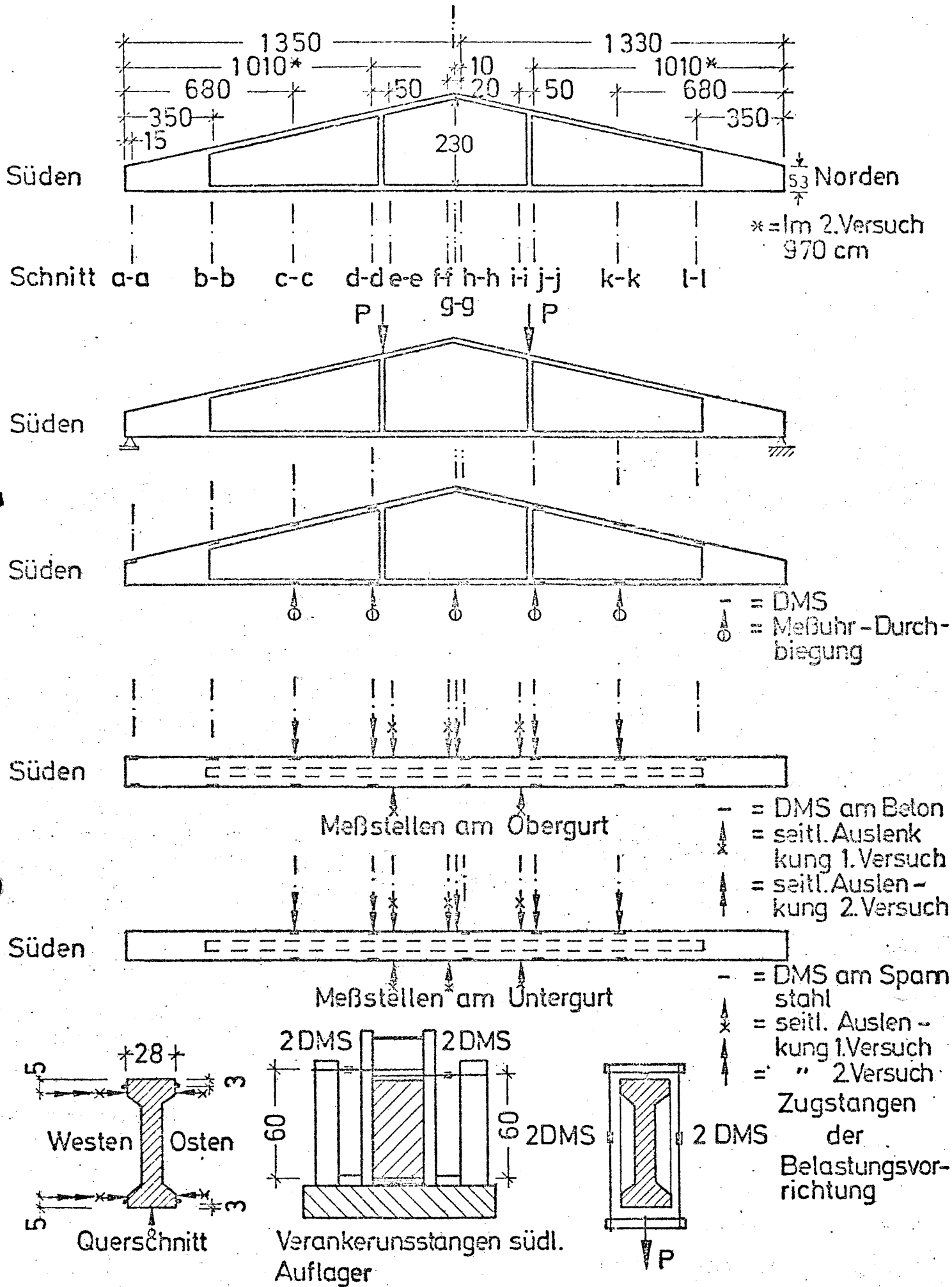


Bild 8 Anordnung der Meßstellen

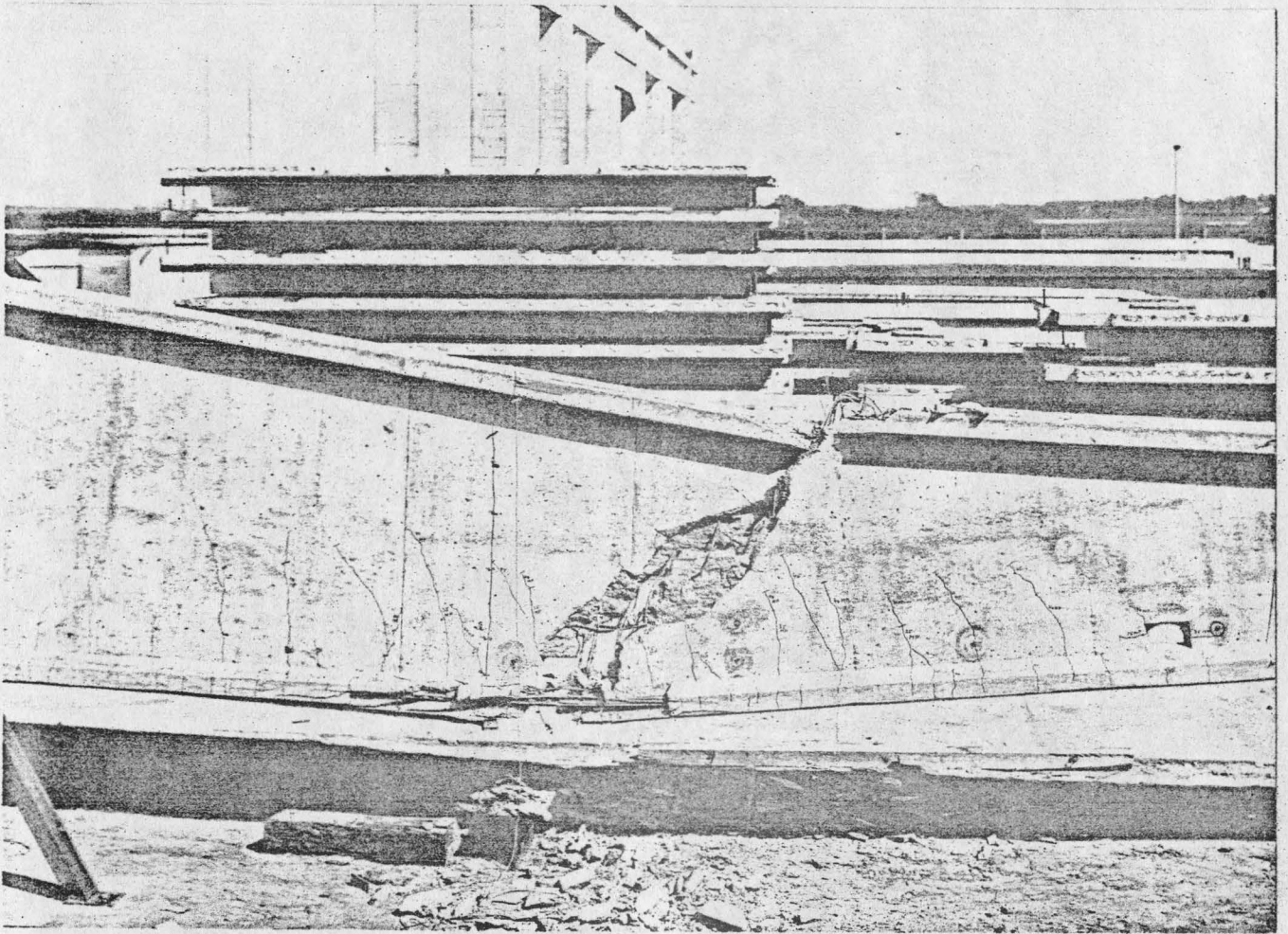
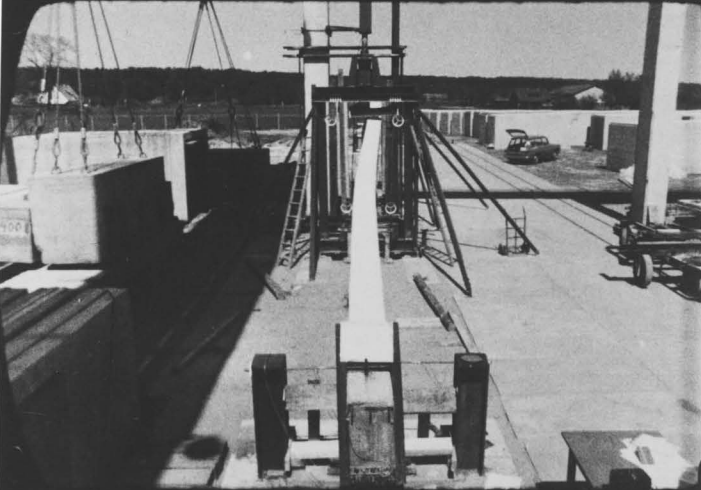
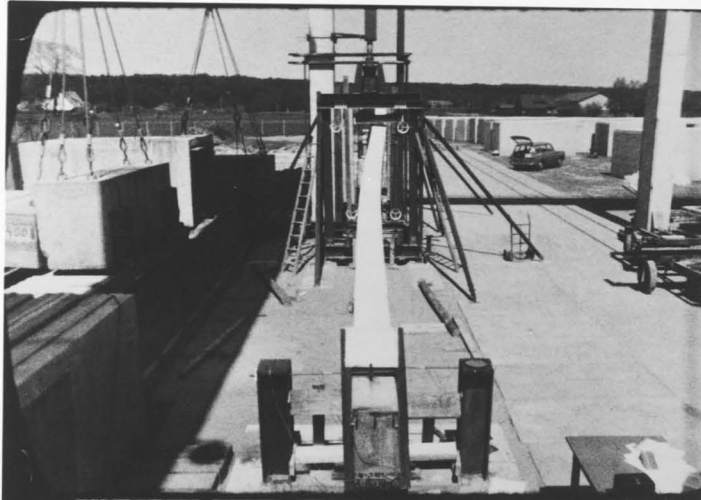
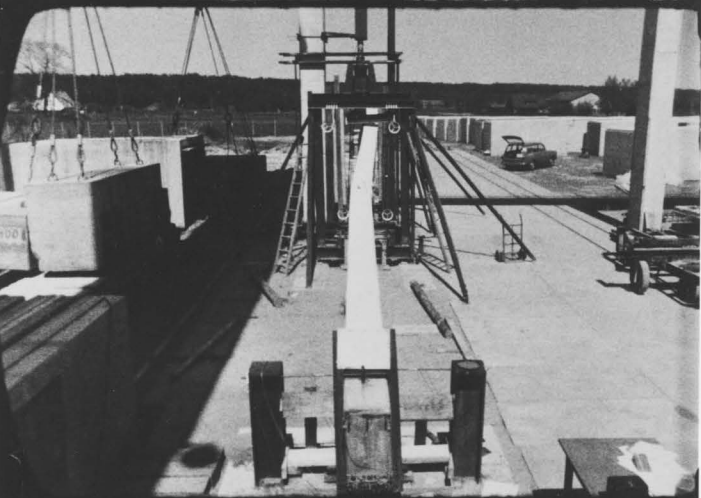


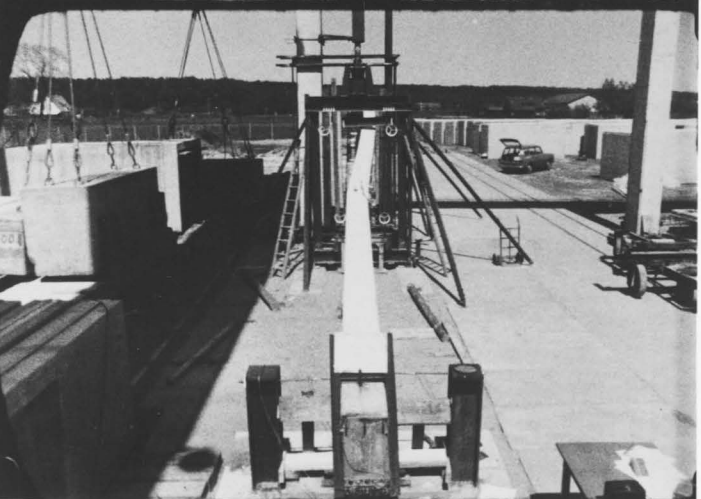
Bild 9: Bruchbild Träger 1



10.1

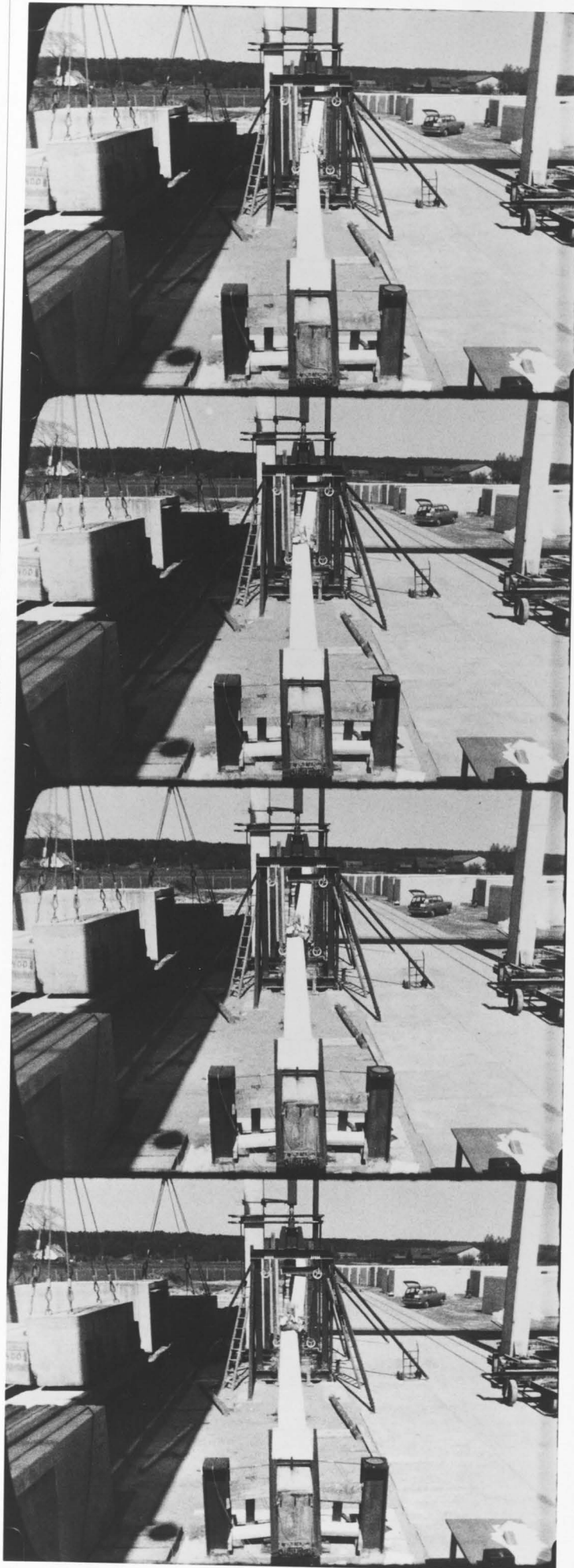


10.2



10.3

Bild 10: Kippvorgang Träger 1 (Ansicht vom süd. Auflager)

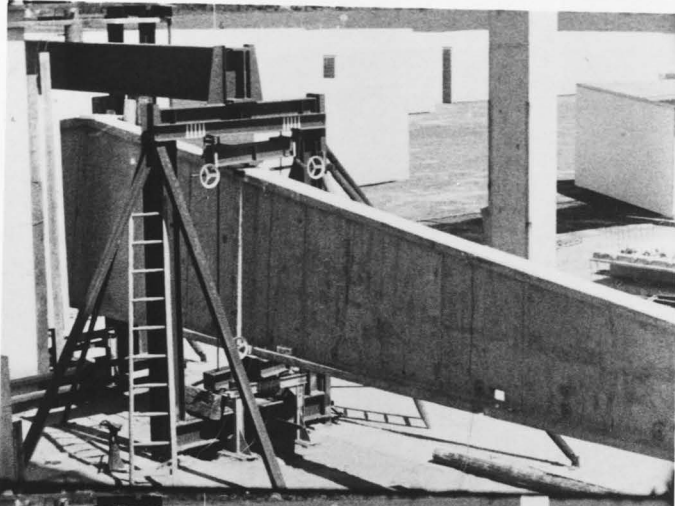


10.4

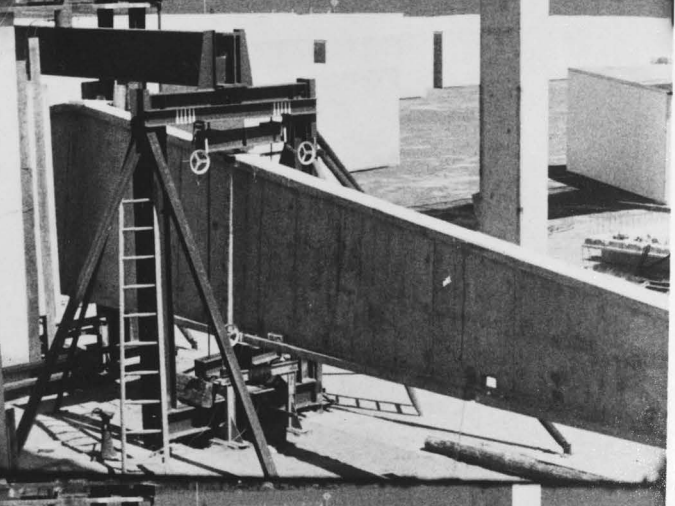
10.5

10.6

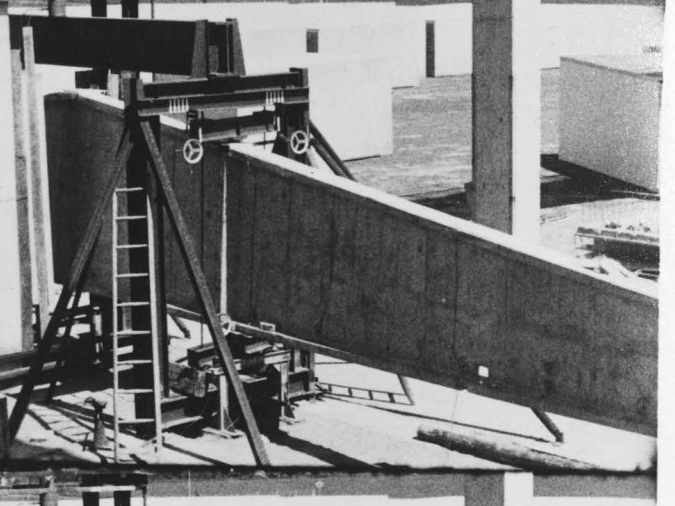
Bild 10: Kippvorgang Träger 1 (Ansicht vom südl. Auflager)



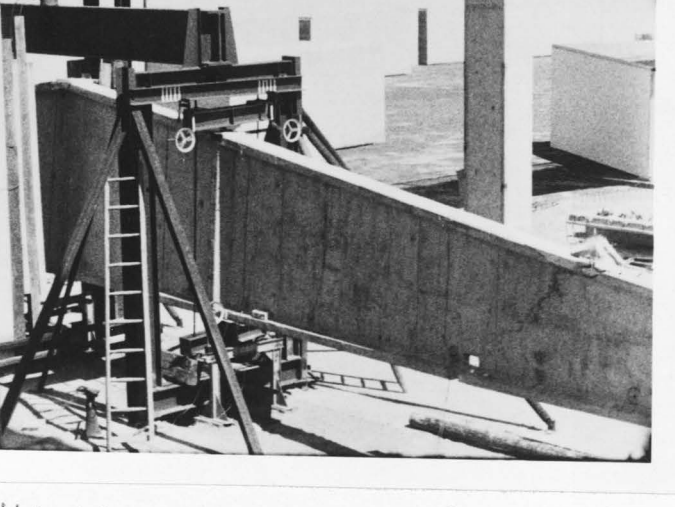
11.1



11.2

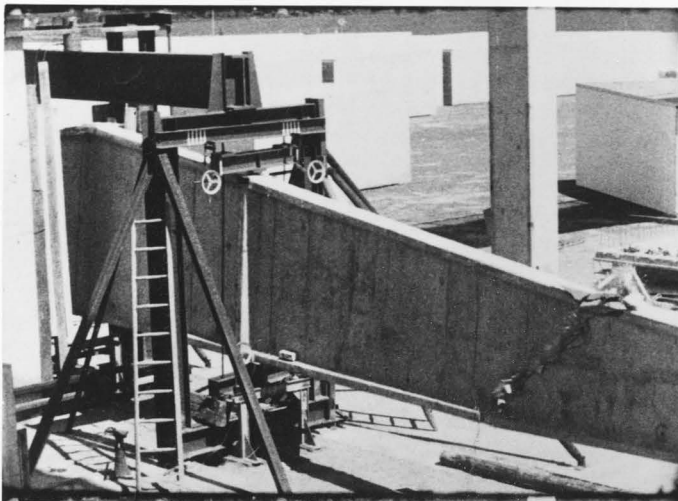


11.3

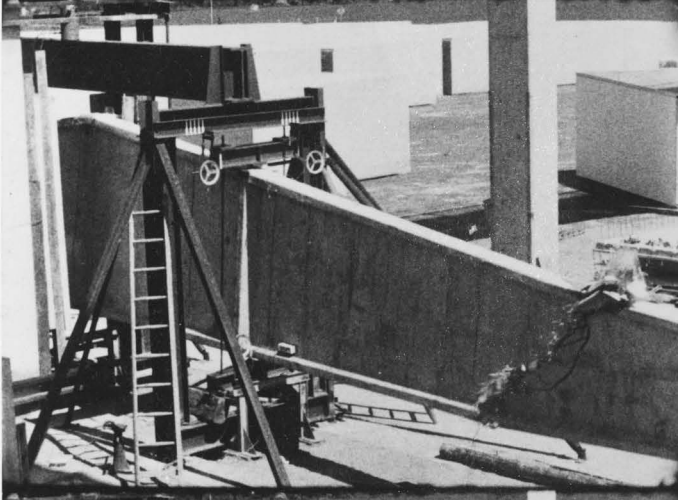


11.4

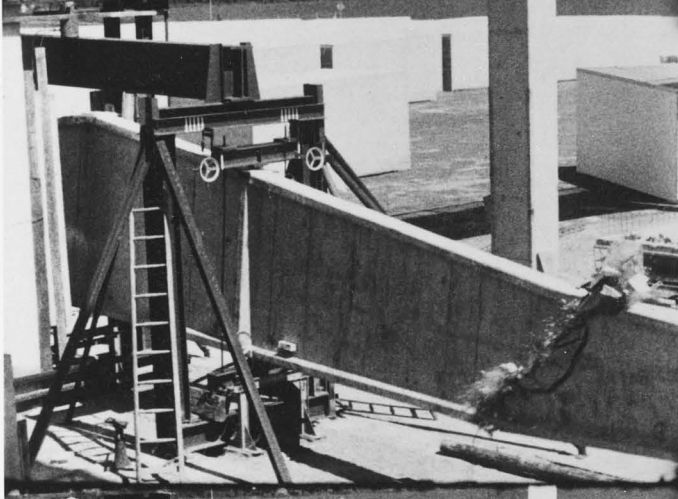
Bild 11: Kippvorgang Träger 1 (Schrägansicht)



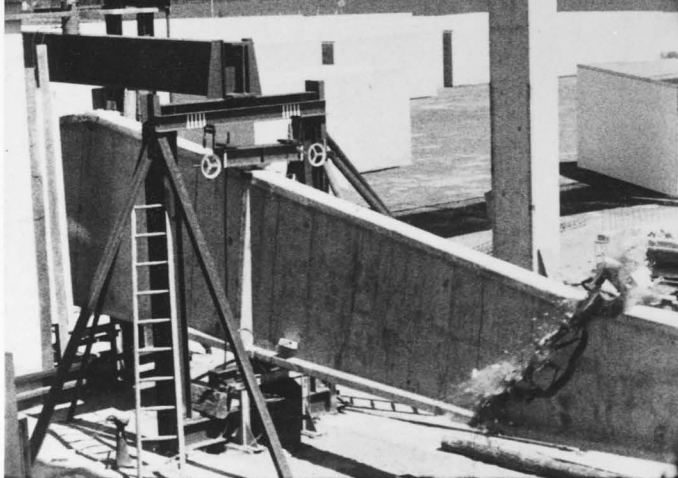
11.5



11.6



11.7



11.8

Bild 11: Kippvorgang Träger 1 (Schrägsicht)



Bild 12: Bruchbild Träger 2

Dehnung
[‰]

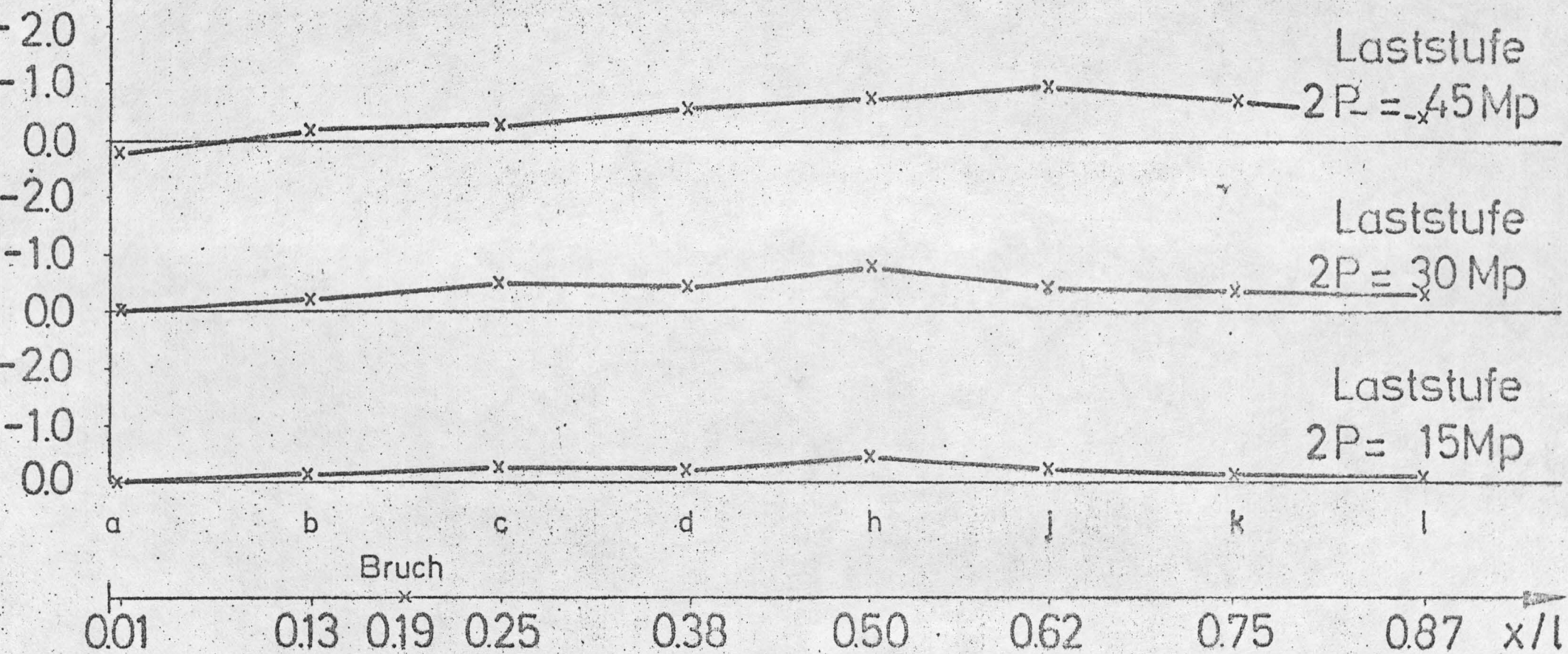


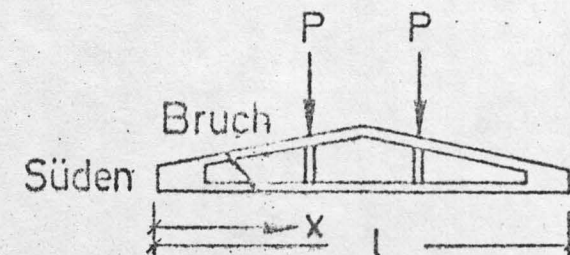
Bild 13.1 Verlauf der Betonstauchung in Balkenlängsrichtung
(westl. Obergurtseite) Träger 1

Dehnung
[‰]

-2.0
-1.0
0.0
-2.0
-1.0
0.0
-2.0
-1.0
0.0

a b c d h j k l
0.01 0.13 0.19 0.25 0.38 0.50 0.62 0.75 0.87 x/l

Bruch



Laststufe
 $2P = 45 \text{ Mp}$

Laststufe
 $2P = 30 \text{ Mp}$

Laststufe
 $2P = 15 \text{ Mp}$

Bild 13.2 Verlauf der Betonstauchung in Balkenlängsrichtung
(östliche Obergurtseite) Träger 1

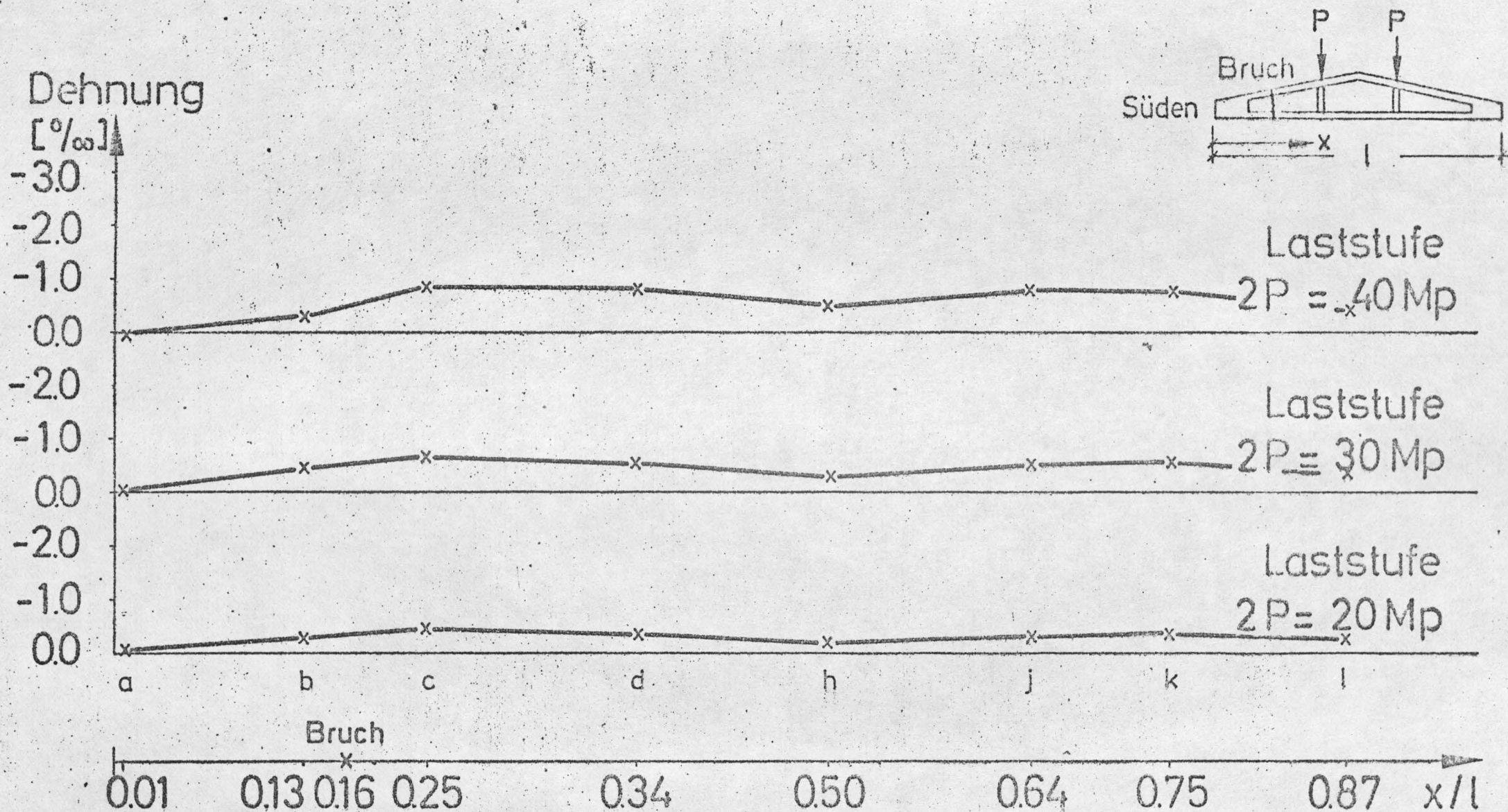


Bild 14.1 Verlauf der Betonstauchung in Balkenlängsrichtung
(westl. Obergurtseite) Träger 2

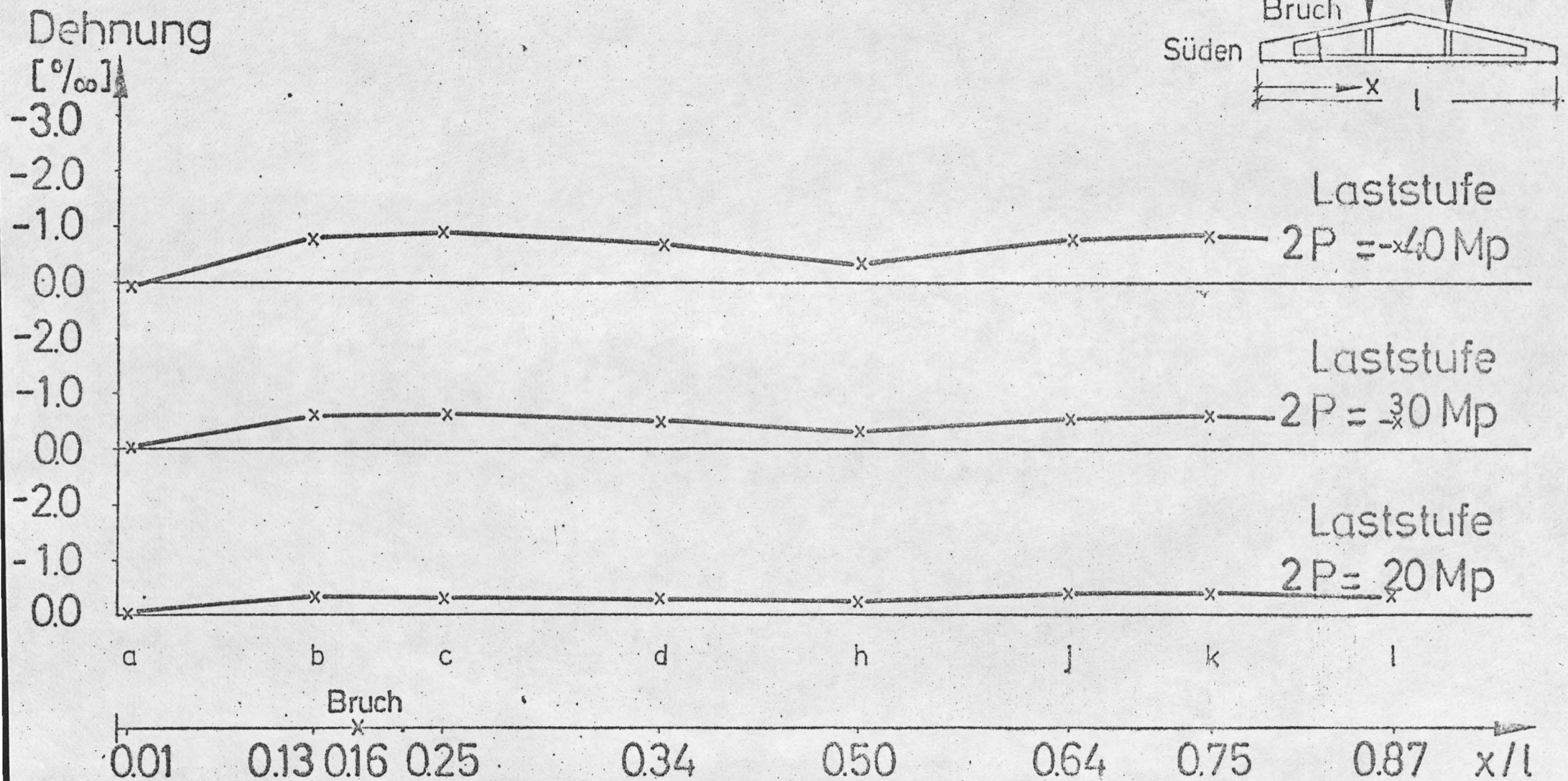


Bild 14.2 Verlauf der Betonstauchung in Balkenlängsrichtung
(östl. Obergurtseite) Träger 2

Belastung
[Mp] \uparrow 2P

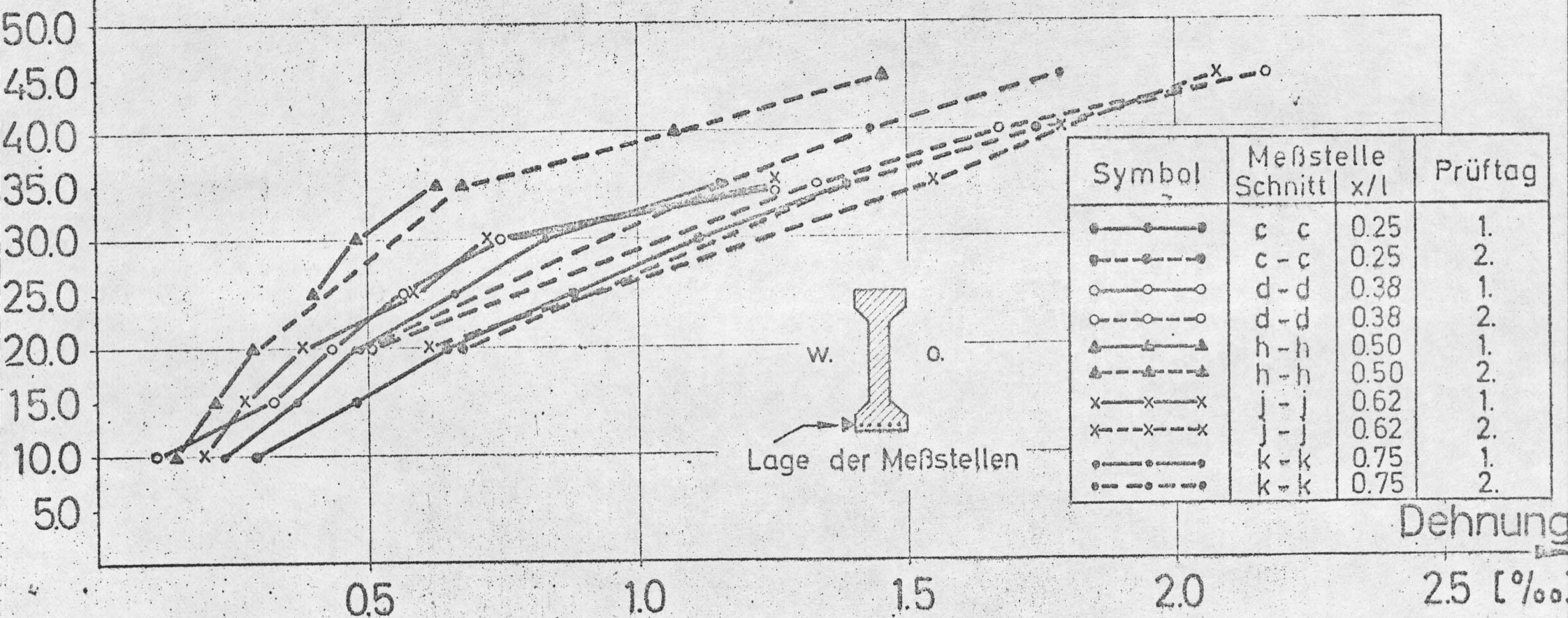


Bild 15.1 Spannstahldehnungen an der westl. Untergurtseite
Träger 1

Belastung
[Mp] \uparrow 2P

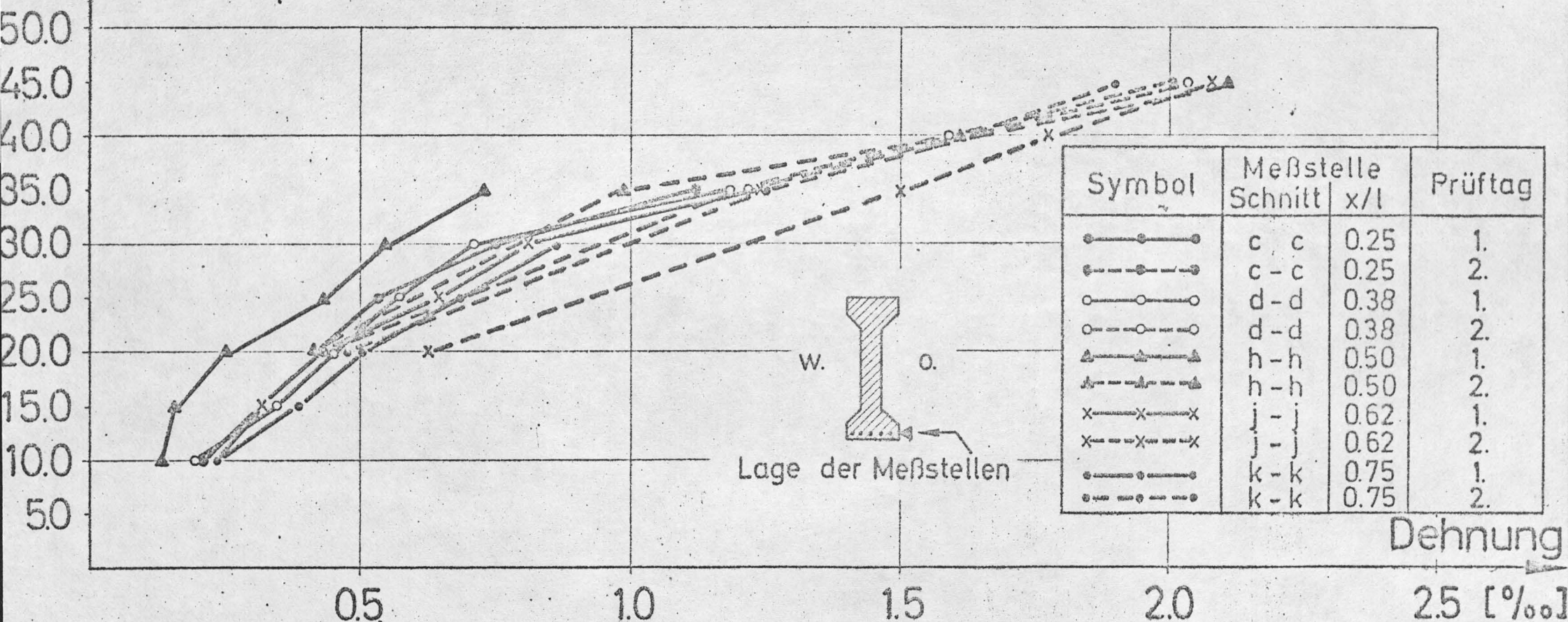


Bild 15.2 Spannstahldehnungen an der östl. Untergurtseite
Träger 1

Dehnung
[‰]

2.0

1.0

0.0

2.0

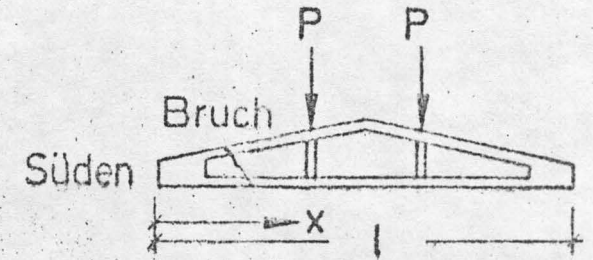
1.0

0.0

2.0

1.0

0.0



Laststufe
 $2P = 45 \text{ Mp}$

Laststufe
 $2P = 30 \text{ Mp}$

Laststufe
 $2P = 15 \text{ Mp}$

Bruch

0.19

0.25

0.38

0.50

0.62

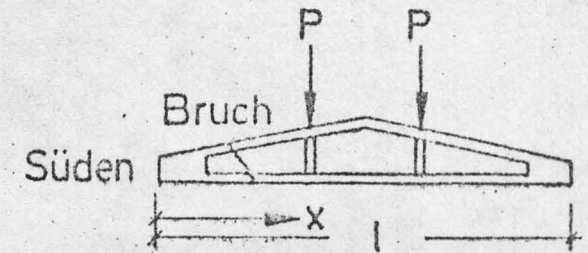
0.75

x/l

Bild 16.1 Verlauf der Spannstahldehnung in Balkenlängsrichtung
(westl. Untergurtseite) Träger 1

Dehnung
[‰]

2.0
1.0
0.0
2.0
1.0
0.0
2.0
1.0
0.0



Laststufe
 $2P = 45 \text{ Mp}$

Laststufe
 $2P = 30 \text{ Mp}$

Laststufe
 $2P = 15 \text{ Mp}$

Bruch

0.19

0.25

0.38

0.50

0.62

0.75

x/l

Bild 16.2 Verlauf der Spannstahldehnung in Balkenlängsrichtung
(östl. Untergurtseite) Träger 1

Belastung
[Mp] \uparrow 2P

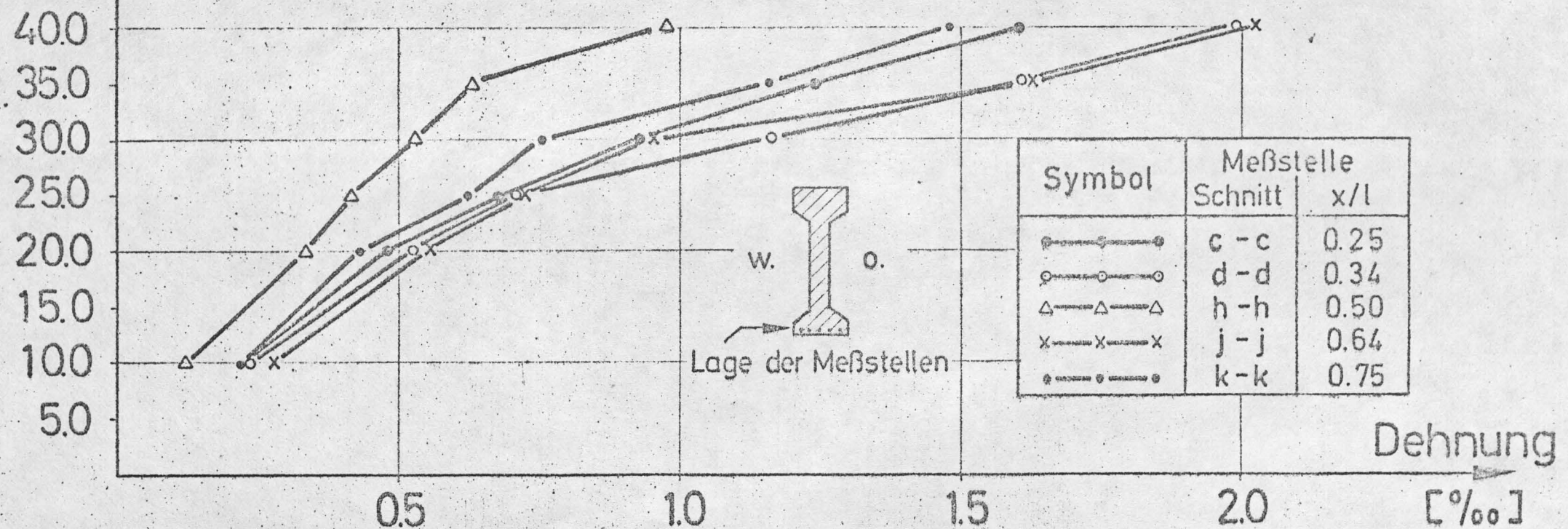


Bild 17.1 Spannstahldehnungen an der westl. Untergurtseite
Träger 2

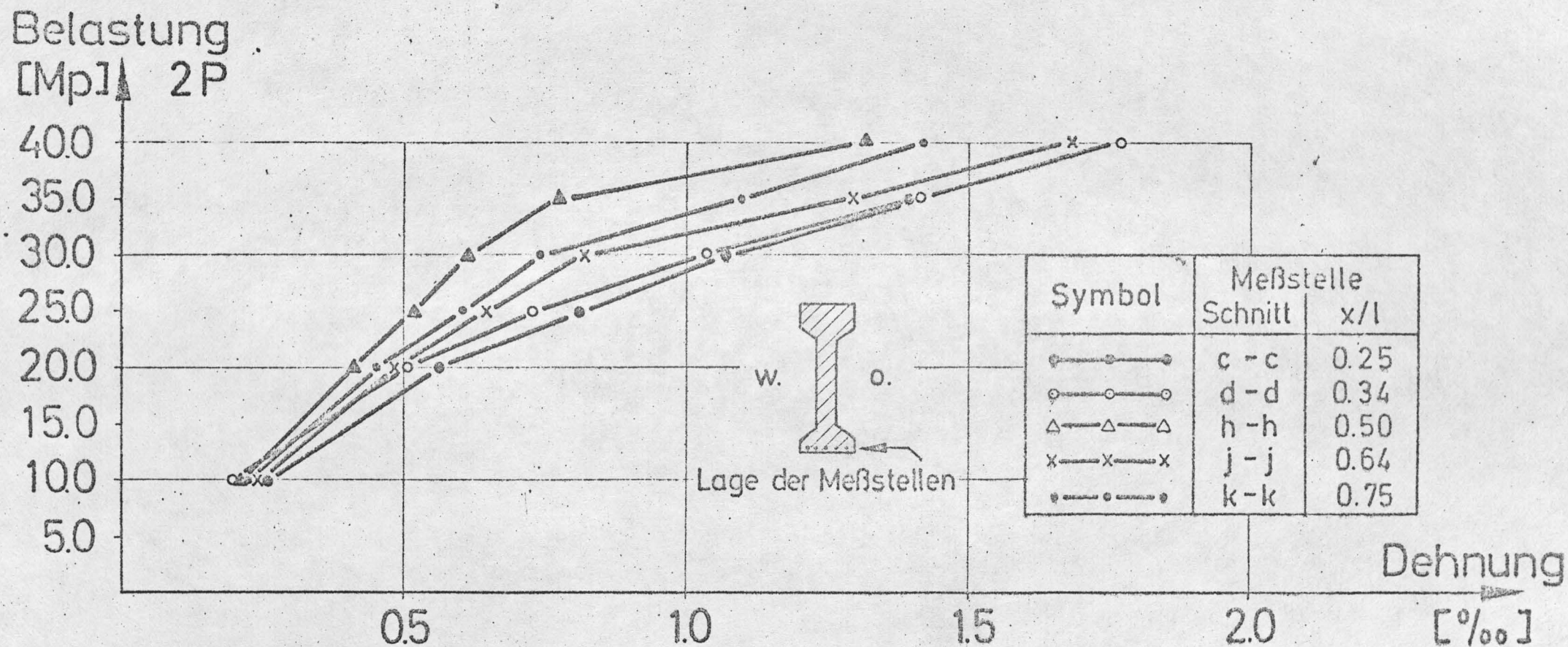


Bild 17.2 Spannstahldehnungen an der östl. Untergurtseite
Träger 2

Dehnung

[‰]

3.0

2.0

1.0

0.0

2.0

1.0

0.0

2.0

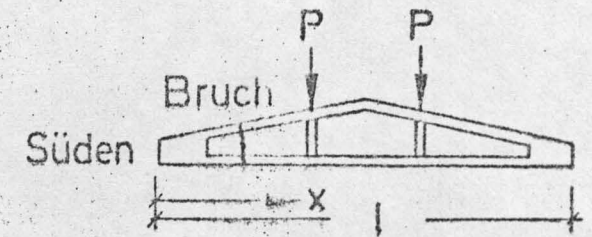
1.0

0.0

2.0

1.0

0.0



Laststufe
 $2P = 40 \text{ Mp}$

Laststufe
 $2P = 30 \text{ Mp}$

Laststufe
 $2P = 20 \text{ Mp}$

Bruch

0.16 0.25

0.34

0.50

0.64

0.75

x/l

Bild 18.1 Verlauf der Spannstahldehnung in Balkenlängsrichtung
(westl. Untergurtseite) Träger 2

Dehnung

[‰]

3.0

2.0

1.0

0.0

2.0

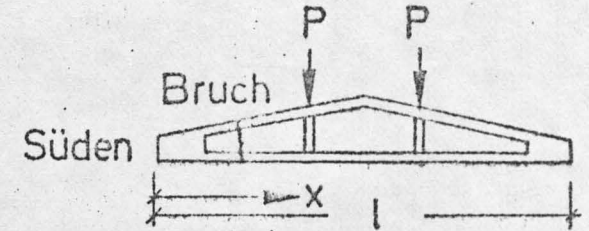
1.0

0.0

2.0

1.0

0.0



Laststufe
 $2P = 40 \text{ Mp}$

Laststufe
 $2P = 30 \text{ Mp}$

Laststufe
 $2P = 20 \text{ Mp}$

Bruch

0.16 0.25

0.34

0.50

0.64

0.75

x/l

Bild 18.2 Verlauf der Spannstahldehnung in Balkenlängsrichtung
(östl. Untergurtseite) Träger 2

— unter $2P = 40 \text{ Mp}$
 --- unter $2P = 30 \text{ Mp}$

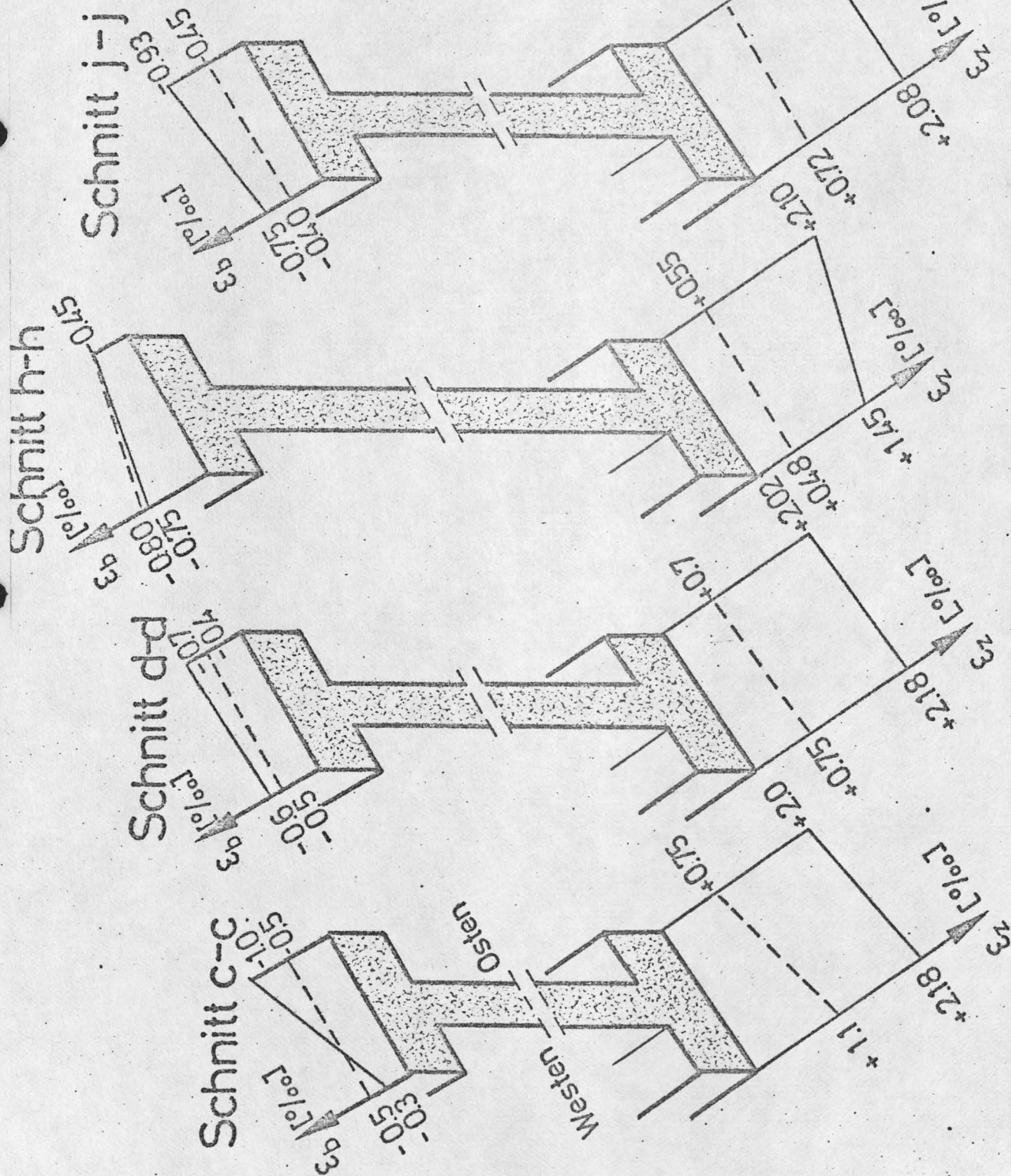


Bild 19.1 Querschnittsverformungen Träger 1

— unter $2P = 40 \text{ Mp}$
 --- unter $2P = 30 \text{ Mp}$

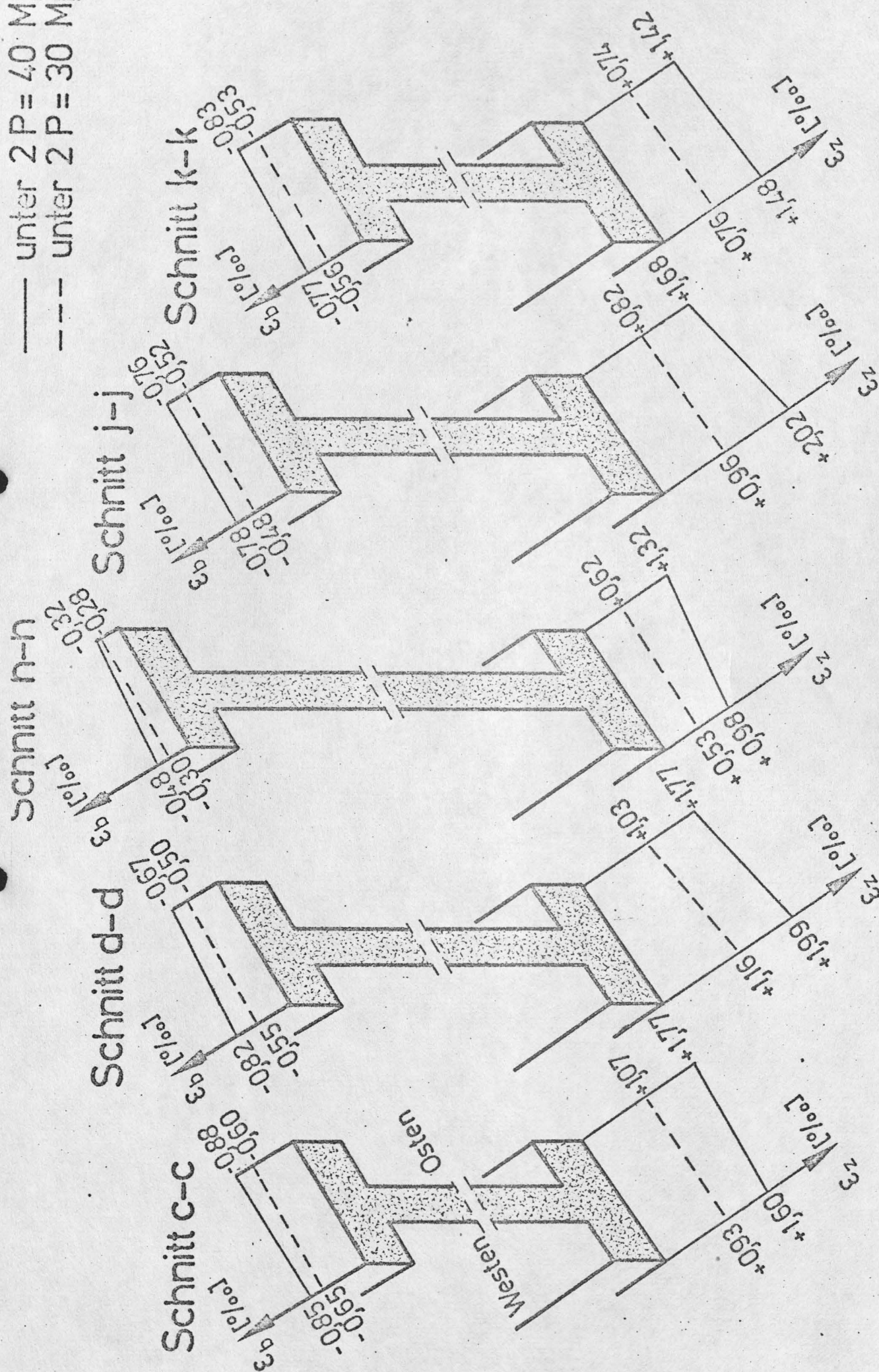


Bild 19.2 Querschnittsverformungen Träger 2

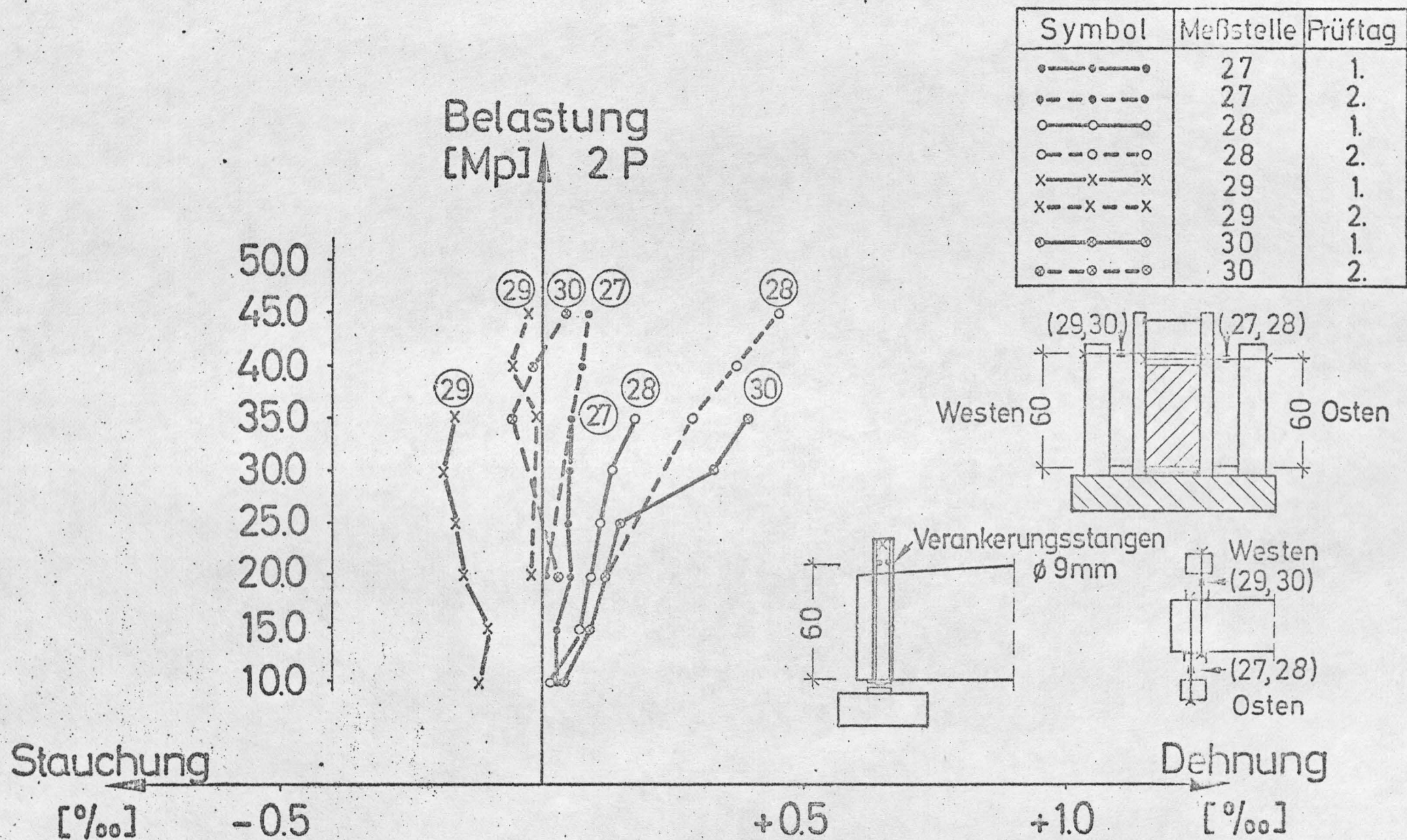


Bild 20.1 Verformung der Verankerungsstangen am südl. Auflager
Träger 1

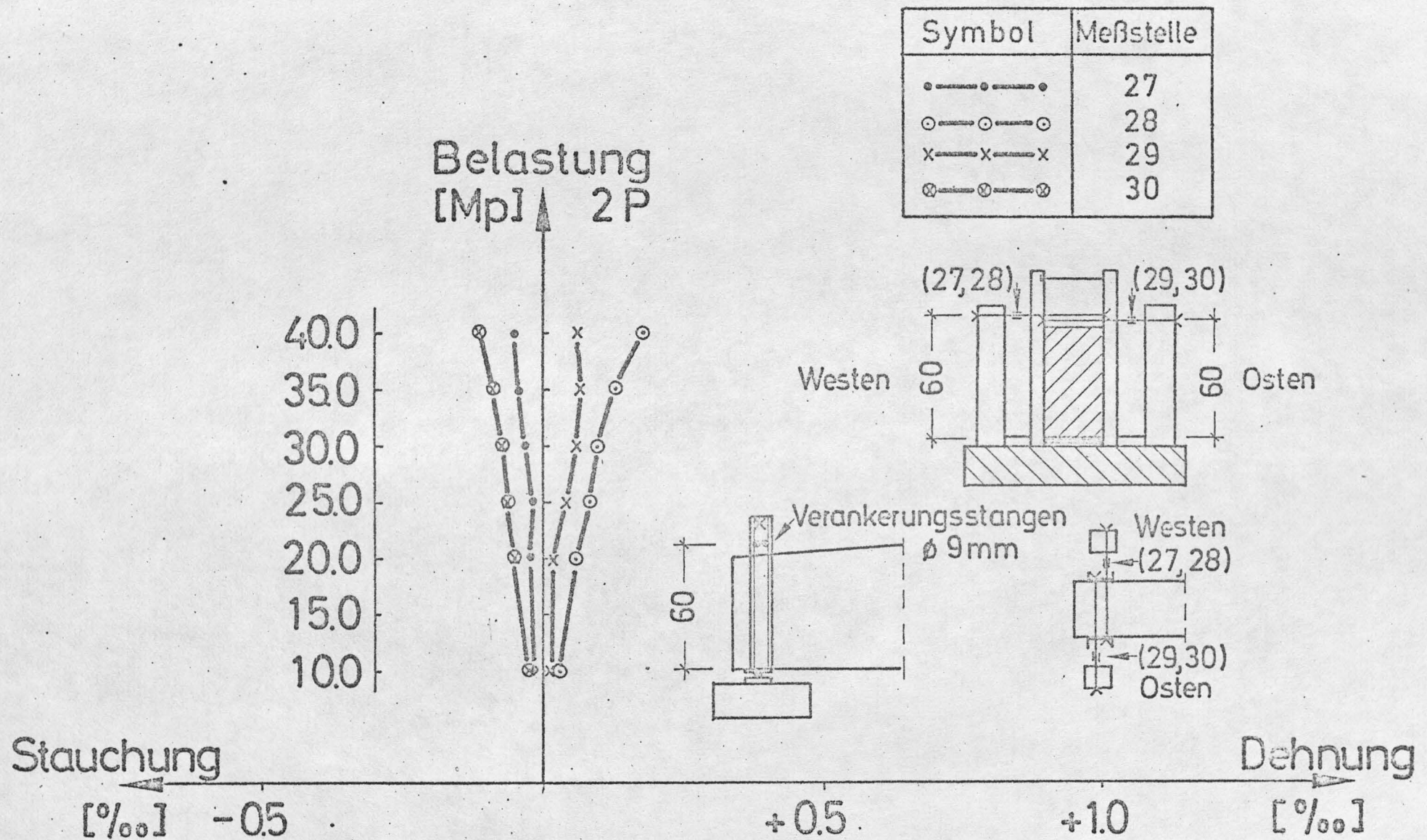


Bild 20.2 Verformung der Verankerungsstangen am süd. Auflager
Träger 2

Belastung
[Mp] \uparrow 2P

50.0
45.0
40.0
35.0
30.0
25.0
20.0
15.0
10.0
5.0



Schnitt: c-c d-d g-g j-j k-k
Lage x/l: 0.25 0.38 0.50 0.62 0.75

●—●—●— Schnitt c-c und k-k
x—x—x— Schnitt d-d und j-j
▲—▲—▲— Schnitt g-g

1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 6.0 7.0 8.0 9.0 10.0 [cm]

Durchbiegung \rightarrow

Bild 21.1 Abhängigkeit der Durchbiegung von der Belastung
Träger1

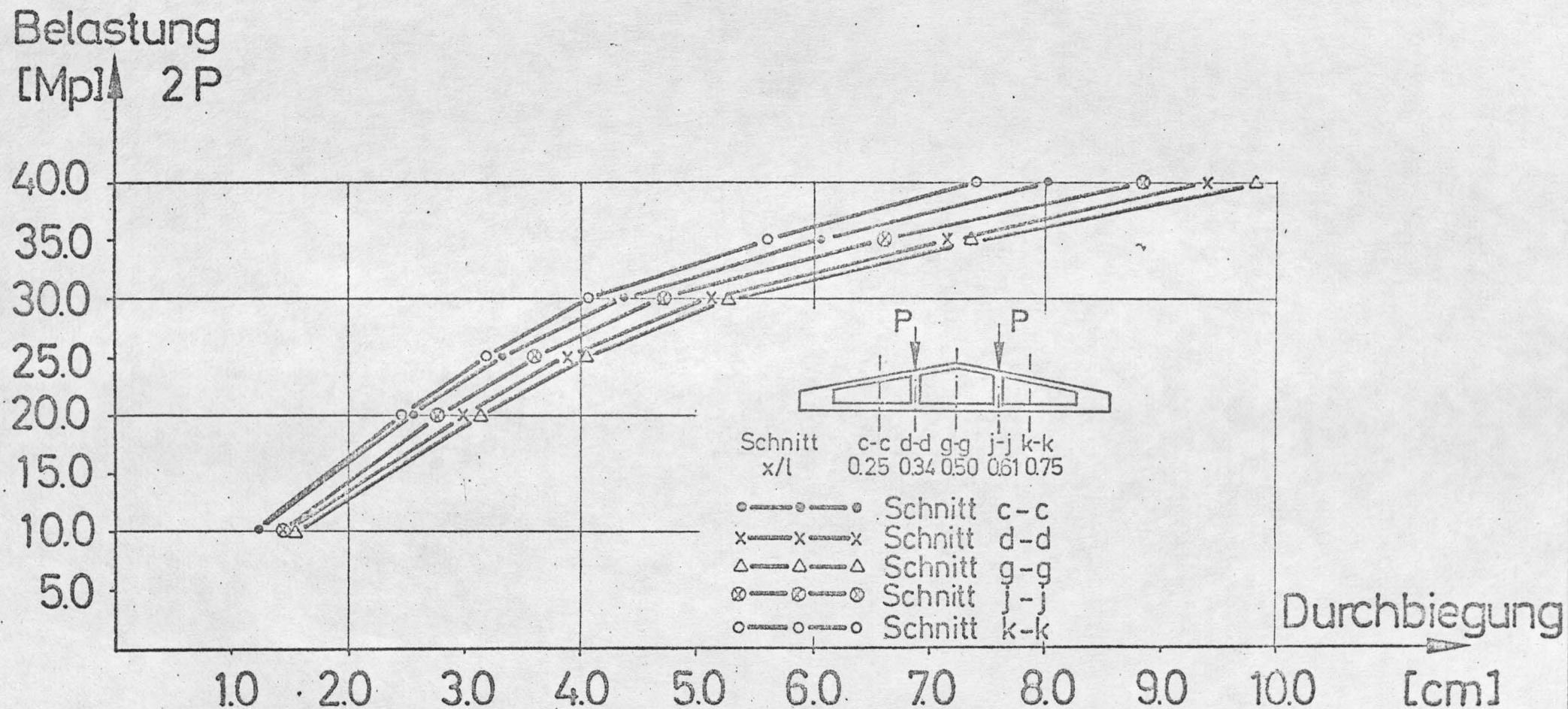


Bild 21.2 Abhängigkeit der Durchbiegung von der Belastung
Träger 2

Belastung
[Mp] \uparrow 2P

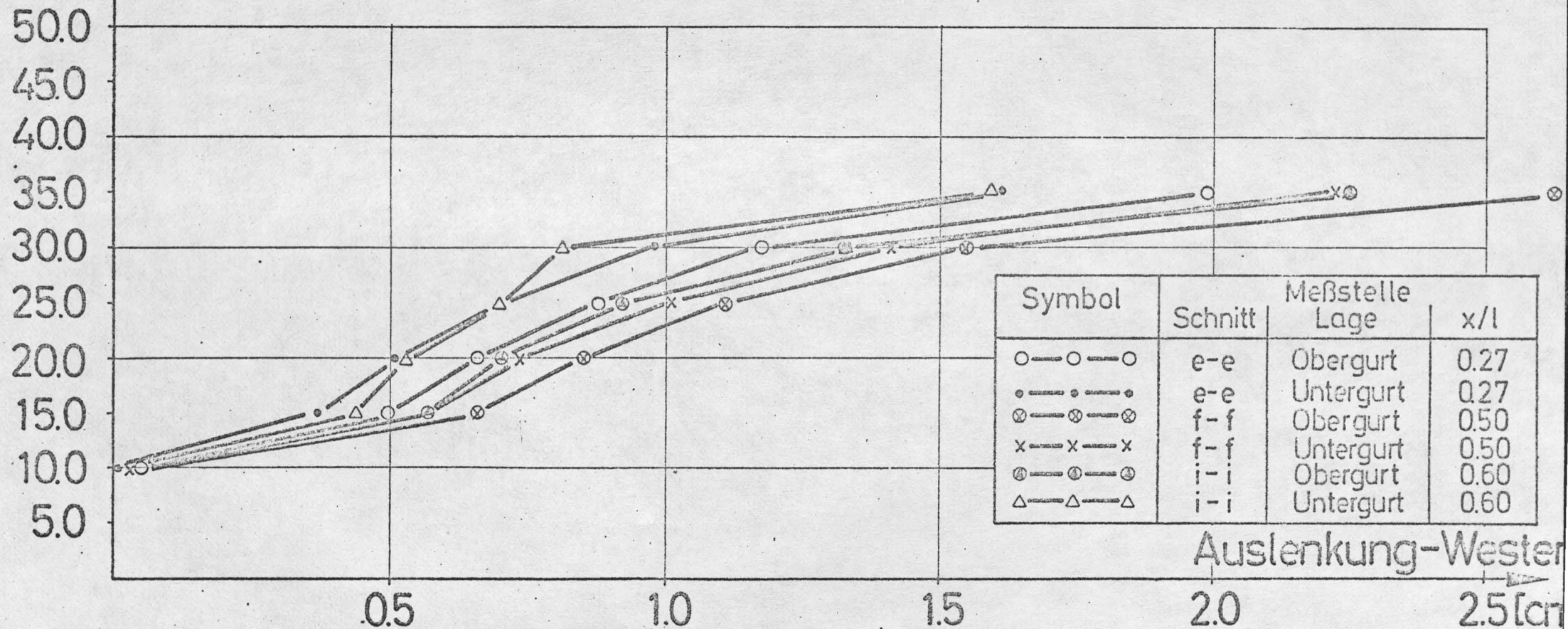


Bild 22.1 Auslenkung des Spannbetonbinders Träger 1

Schnitt
$x/l =$

e-e 0.40 f-f 0.50 i-i 0.60

Auslenkung bei $2P = 35\text{Mp}$
 Auslenkung bei $2P = 30\text{Mp}$
 Abweichung des Obergurtes

Westen
 7.0
 6.0
 5.0
 4.0
 3.0
 2.0
 1.0
 0.0
 1.0
 2.0
 3.0
 Osten
 [cm]

Obergurt

Auslenkung bei $2P = 35\text{Mp}$
 Auslenkung bei $2P = 30\text{Mp}$
 Abweichung des Untergurtes

Westen
 5.0
 4.0
 3.0
 2.0
 1.0
 0.0
 1.0
 2.0
 Osten
 [cm]

Untergurt

Bild 22.2 Verlauf der Auslenkung in Balkenlängsrichtung
 Träger 1

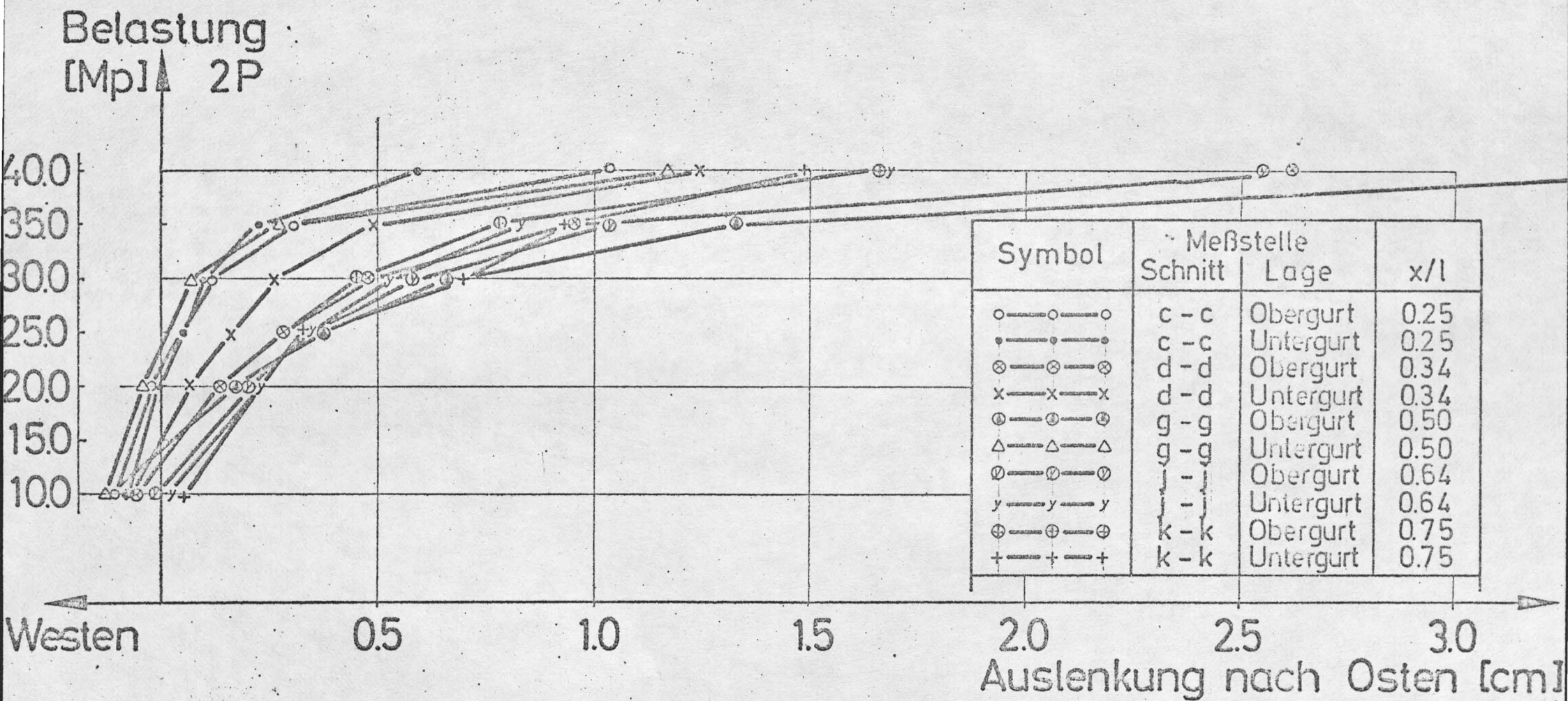


Bild 23.1 Auslenkung des Spannbetonbinders Träger 2

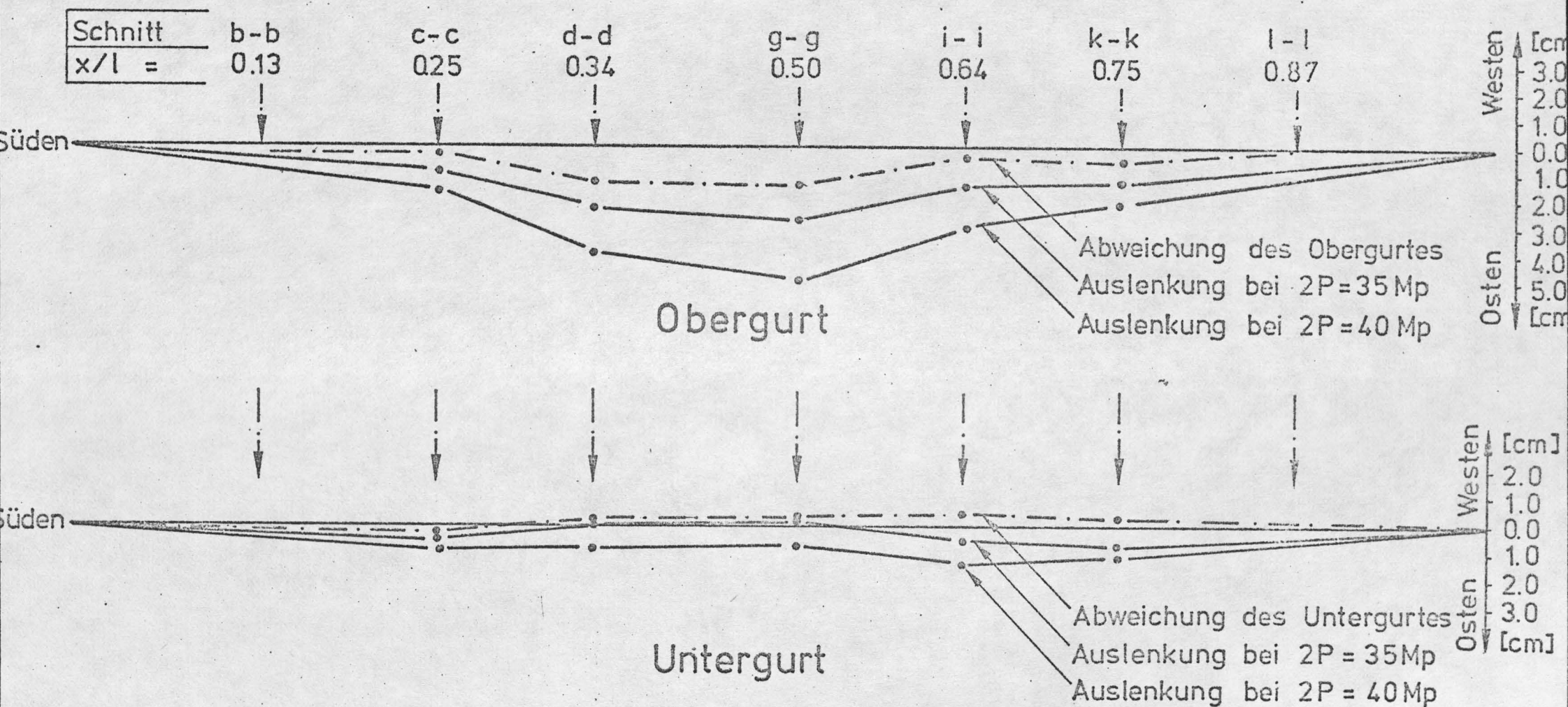


Bild 23.2 Verlauf der Auslenkung in Balkenlängsrichtung
Träger 2

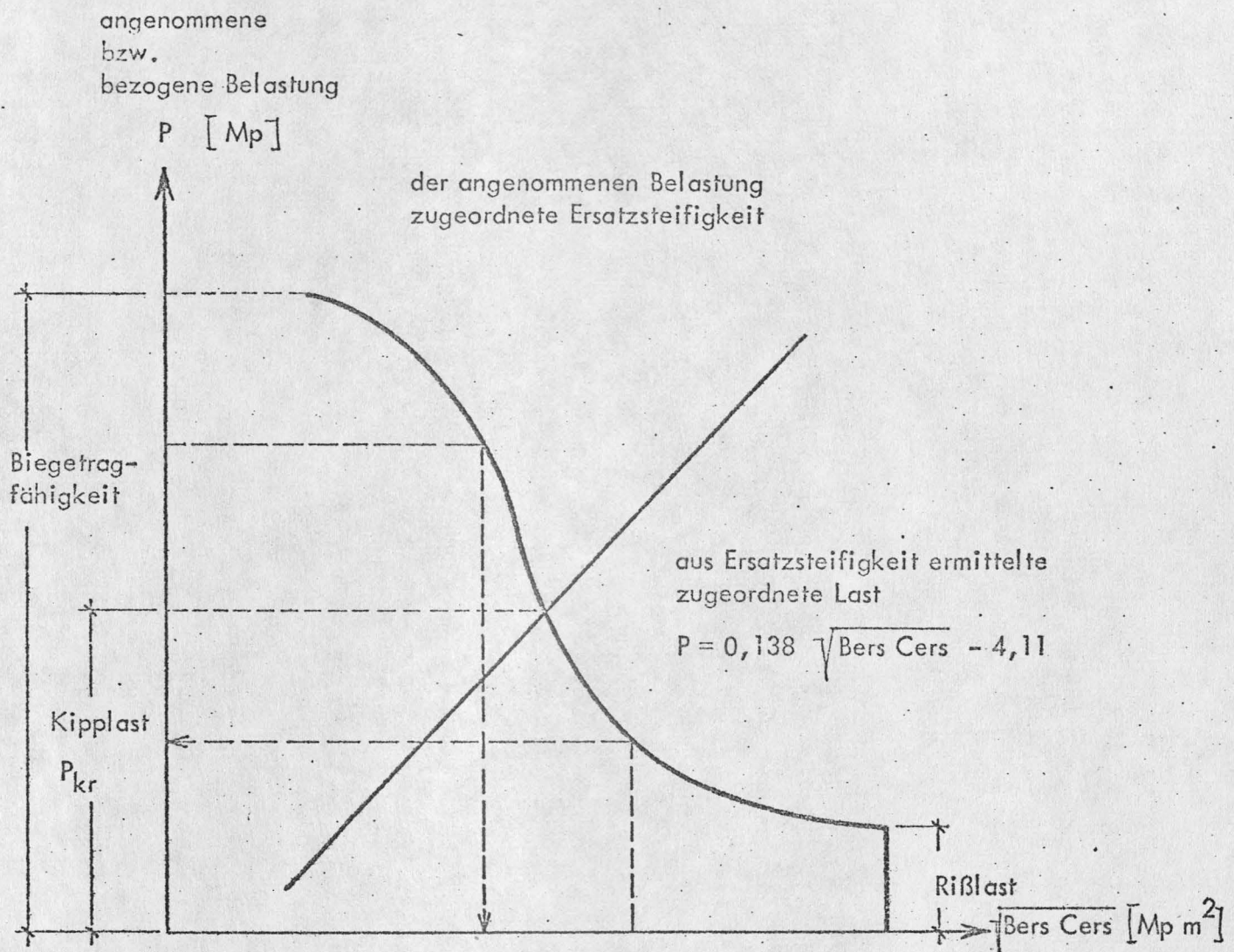


Bild 24

